



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Engenharia

Elaboração de um Projeto de Estabilidade para um Edifício de Habitação

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade

Covilhã, outubro de 2017

*“O sucesso nasce do querer, da determinação e persistência em se chegar a um objetivo.
Mesmo não atingindo o alvo, quem busca e vence obstáculos, no mínimo fará coisas
admiráveis.”*
José de Alencar

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer a todos aqueles que me apoiaram, não só na realização deste projeto, mas também os que fizeram parte deste longo percurso académico.

Primeiramente, agradeço à minha mãe, Isabel, que mesmo não estando presente fisicamente nesta fase final, sempre me mostrou que sem esforço nada se consegue, obrigada mãe! Ao meu pai, António, pelas oportunidades que me proporcionou, pela amizade e pelo apoio que me deu, mesmo havendo vezes que me chateava a cabeça por estar “tanto” ao computador.

Gostaria de agradecer ao meu orientador, Professor Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade, pelo apoio, disponibilidade, paciência, ajuda e competência que mostrou na execução deste projeto.

Agradeço às minhas irmãs, Micaela e Cátia, em especial à Cátia por toda a paciência e vontade de ajudar.

Agradeço à minha família, em especial à minha madrinha, Ana Isabel, por toda ajuda prestada e também por me ter mostrado que desistir não era solução, mesmo na pior fase da minha vida.

Presto um grande agradecimento aos meus amigos e colegas de curso, com quem passei intensos anos e com quem partilhei momentos inesquecíveis e marcantes.

Em especial ao Mário, por ser o meu comparça, nas tardes, nas noites, nas raríssimas manhãs, nos copos, nos trabalhos, nos estudos, nas fases menos boas e nas fases bem boas!

Às “my girls”, Sofia e Carolina, por todo o carinho, por todos os momentos partilhados, e principalmente toda a ajuda dispensada!

À minha amiga, Marli, por toda a paciência que teve quando lhe falava sobre a Engenharia Civil, e ela não percebia nada, por todos os momentos passados e principalmente pelo apoio dado.

Não poderia terminar sem agradecer a todos os professores com quem me cruzei e que com o seu conhecimento me transmitiram o gosto pela arte da Engenharia Civil.

Muito obrigado a todos que intervíram em todo o meu percurso até este preciso momento “Pois nada se consegue só”!

RESUMO

O presente trabalho tem como finalidade apresentar o projeto de estabilidade de um edifício destinado a habitação. O edifício será constituído por uma estrutura em betão armado e localizar-se-á em Belmonte. Este projeto passou por várias fases, desde a solução estrutural com base no projeto arquitetónico, até à fase de dimensionamento e pormenorização dos vários elementos constituintes da estrutura.

O modelo estrutural foi elaborado com o auxílio do programa de cálculo automático “TRICALC 7.5” da ARKTEC. No entanto também foram utilizados métodos manuais ao longo do processo, nomeadamente para as fases de pré-dimensionamento e de dimensionamento de alguns elementos de forma a simplificar o modelo computacional.

Foi igualmente elaborado o cálculo manual independente de alguns elementos estruturais de forma a poder-se comparar os resultados pelo programa e os obtidos manualmente com algumas hipóteses simplificativas que correntemente são consideradas no cálculo manual.

Dado que atualmente existe a possibilidade de, regulamentarmente, considerar a ação sísmica conforme descrita pelo RSA [10] ou pelo EC8 [7] e aproveitando a possibilidade de que o software de cálculo utilizado permite considerar qualquer dos dois critérios, pensou-se ser interessante averiguar quais as principais diferenças para o edifício em questão obtidas pela utilização de cada um dos códigos. Desta forma realizou-se uma análise comparativa em relação aos resultados obtidos considerando separadamente o preconizado em cada um dos regulamentos (RSA [10] e EC8 [7]).

Na realização do presente trabalho foram considerados os critérios gerais de dimensionamento preconizados na regulamentação em vigor em Portugal, o RSA, o REBAP, os Eurocódigos e as tabelas de cálculo.

Refira-se que neste trabalho foram aplicados diversos conhecimentos adquiridos no decorrer do curso de Engenharia Civil, com principal relevância para os adquiridos nas unidades curriculares de Betão Armado e Dinâmica e Engenharia Sísmica.

PALAVRAS-CHAVE

Edifício, Projeto de Estruturas, Betão Armado, Regulamentos e Normas, TRICALC

ABSTRACT

The present study aims to present the project of stability of a building intended for housing. The building will consist of a reinforced concrete structure and located in Belmonte. This project went through several phases, from the structural solution based on the architectural design, until the dimensioning and detailing phase of the various constituent elements of the structure.

The structural model was created with the aid of the automatic calculation program “TRICALC 7.5” from ARKTEC. However, manual methods were also used throughout the in the phases of pre-dimensioning and dimensioning of some elements, to simplify the computational model.

In the same way, independent manual calculation of some structural elements was also prepared in order to be able to compare the results by the program and those obtained manually with some simplifying hypotheses that are currently considered no calculation manual.

Given that there is currently the possibility of regulating seismic action as described by RSA [10] or by EC8 [7] and taking advantage of the possibility that the calculation software used allows to consider any of the two criteria, it was thought to be interesting to determine the main differences obtained using each of the codes for the building in question. In this way a comparative analysis was performed in relation to the results obtained considering separately the one recommended in each of the regulations (RSA [10] and EC8 [7]).

In the accomplishment of the present work, the general sizing criteria recommended in the regulations in force in Portugal, the RSA, the REBAP, the Eurocodes and the calculation tables were considered.

It should be noted that in this work were applied several knowledge acquired during the course of Civil Engineering, with main relevance for those acquired in the curricular units of Armed Concrete and Dynamics and Seismic Engineering.

KEYWORDS

Building, Desing of Structures, Reinforced Concrete, Regulations and Standards, TRICALC

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	1
INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO	1
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	1
CAPÍTULO 2	3
DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	3
2.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	3
2.2 SOLUÇÃO ESTRUTURAL	9
CAPÍTULO 3	11
CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO	11
3.1 REGULAMENTOS E NORMAS	11
3.2 MATERIAIS ESTRUTURAIS	11
3.2.1 BETÃO	12
3.2.2 AÇO	14
3.3 CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS	14
3.4 AÇÕES	15
3.4.1 AÇÕES PERMANENTES	15
3.4.2 AÇÕES VARIÁVEIS	20
3.5 COMBINAÇÃO DE AÇÕES	26
3.5.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO	26
3.5.2 ESTADO LIMITE UTILIZAÇÃO	27
3.5.3 COEFICIENTES PARCIAIS	29
CAPÍTULO 4	31
AÇÃO SÍSMICA	31
4.1 ANÁLISE SÍSMICA DE ACORDO COM RSA [10]	31
4.1.1 ZONAMENTO DO TERRITÓRIO	31
4.1.2 QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO DO SISMO	31
4.2 ANÁLISE SÍSMICA DE ACORDO COM EC 8 [7]	32
4.2.1 REQUISITOS FUNDAMENTAIS DE DESEMPENHO DE UMA ESTRUTURA	32
4.2.2 ZONEAMENTO E TIPOS DE AÇÕES SÍSMICAS	33
4.2.3 TIPOS DE TERRENO	34
4.2.4 CLASSES E COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA	35
4.2.5 COMPONENTE HORIZONTAL DA AÇÃO SÍSMICA	36
4.2.6 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	39
4.2.7 COMPONENTE VERTICAL DA AÇÃO SÍSMICA	42
4.3 COMPARAÇÃO ENTRE A AÇÃO SÍSMICA DE ACORDO COM O RSA [10] E COM O EC8 [7]	42

CAPÍTULO 5	47
DIMENSIONAMENTO	47
5.1 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE ESCADAS	47
5.2 DIMENSIONAMENTO DE LAJE DE PAVIMENTO MANUALMENTE	54
5.3 DIMENSIONAMENTO DE LAJE DE PAVIMENTO PELO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO	72
5.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA ARMADURA DA LAJE DE PAVIMENTO	73
5.5 DIMENSIONAMENTO DA VIGA V1625 MANUALMENTE	73
5.6 DIMENSIONAMENTO DA VIGA V1625 PELO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO	96
5.7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA ARMADURA DA VIGA V1625	97
CAPÍTULO 6	99
CONCLUSÃO	99
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Alçado principal.....	3
Figura 2.2 - Alçado posterior	3
Figura 2.3 - Alçado lateral	4
Figura 2.4 - Alçado principal - Bloco C.....	4
Figura 2.5 - Alçado posterior - Bloco C	5
Figura 2.6 - Alçado lateral - Bloco C	5
Figura 2.7 - Planta do piso -3 e piso -2	6
Figura 2.8 - Planta do piso -1.....	6
Figura 2.9 - Planta do piso 0.....	7
Figura 2.10 - Planta do piso 1 ao piso 4.....	7
Figura 2.11 - Planta do piso da cobertura	8
Figura 2.12 - Planta do piso da cobertura	8
Figura 3.1 - Muro de cave e esquema do impulso do solo	17
Figura 3.2 - Zonamento do território nacional para a ação da neve (Anexo Nacional do EC1 [5])	22
Figura 3.3 - Coeficiente de forma para a carga da neve - cobertura de uma vertente (Figura 5.2 do EC1 [5])	23
Figura 3.4 - Neve atrás de uma platibanda, cobertura plana (Figura B.4(3) do Anexo Nacional do EC1 [5])	24
Figura 3.5 - Discretização da carga da neve ao nível da platibanda e respetiva interpolação	25
Figura 4.1 - Mapa de zonas sísmicas do território continental (Fig. III-1, Anexo III do RSA [10])	31
Figura 4.2 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (Anexo Nacional do EC8 [7])	33
Figura 4.3 - Forma do espectro de cálculo horizontal para estruturas com $\xi = 5\%$ (Figura do EC8 [7])	36
Figura 4.4 - Espectro de resposta do edifício em estudo	41

Figura 4.5 - Modelação da estrutura segundo o RSA [10]	44
Figura 4.6 - Modelação da estrutura segundo ação sísmica Tipo 1 do EC8 [7]	45
Figura 4.7 - Modelação da estrutura segundo ação sísmica Tipo 2 do EC8 [7]	45
Figura 4.8 - Plano -480 segundo RSA [10] e EC8 [7] para os P118, P131 e P137	46
Figura 5.1 - Planta simplificada das escadas.....	47
Figura 5.2 - Modelo de cálculo da escada 2 do piso habitacional	47
Figura 5.3 - Modelo de cálculo com o carregamento.....	48
Figura 5.4 - Diagrama dos momentos fletores [kNm/m].....	49
Figura 5.5 - Diagrama de esforço transversal [kN/m].....	49
Figura 5.6 - Planta simplificada dos painéis de laje de pavimento	54
Figura 5.7 - Paineis em estudo - Paineis 1.....	55
Figura 5.8 - Esquema do painel segundo as tabelas de Barês.....	57
Figura 5.9 - Esquema do painel segundo as tabelas de Barês.....	57
Figura 5.10 - Esquema do painel segundo as tabelas de Barês	58
Figura 5.11 - Esquema do painel segundo as tabelas de Barês	59
Figura 5.12 - Esquema do painel segundo as tabelas de Barês	59
Figura 5.13 - Esquema do painel em consola	60
Figura 5.14 - Esquema do painel segundo método das bandas	60
Figura 5.15 - Envolvente dos momentos fletores [kNm/m] na direção XX	62
Figura 5.16 - Envolvente dos momentos fletores [kNm/m] na direção YY	62
Figura 5.17 - Linhas de rotura para o Paineis 1	67
Figura 5.18 - Gráfico de isovalores de momentos fletores - Direção Longitudinal (horizontal) 72	
Figura 5.19 - Gráfico de isovalores de momentos fletores - Direção Transversal (vertical)....	72
Figura 5.20 - Esquema da viga V1625 à cota 1120	74
Figura 5.21 - Modelo de cálculo.....	74
Figura 5.22 - Distância entre pontos de momento nulo (Figura 5.1 do EC2 [6]).....	75
Figura 5.23 - Modelo de cálculo com o carregamento	77
Figura 5.24 - Diagrama de momentos fletores [kNm]	77

Figura 5.25 - Diagrama de esforço transversal [kN]	78
Figura 5.26 - Diagrama de momentos fletores e respectivas armaduras [kNm]	87
Figura 5.27 - Esquema do diagrama de momentos fletores com os momentos resistentes calculados	89
Figura 5.28 - Esquema do diagrama de esforço transversal com a armadura mínima calculada [kN]	95
Figura 5.29 - Envolvente de momentos fletores [kNm]	96
Figura 5.30 - Envolvente de esforço transversal [kN]	96
Figura 5.31 - Sobreposição da envolvente dos momentos fletores de acordo com o TRICALC com o diagrama de momentos obtido manualmente [kNm]	97
Figura 5.32 - Pormenor construtivo da viga V1625 de acordo com os cálculos manuais	98
Figura 5.33 - Pormenor construtivo da viga V1625 de acordo com o programa de cálculo automático	98

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 - Valores indicativos do tempo de vida útil do projeto (Quadro 2.1 do EC0 [3]) ..	12
Quadro 3.2 - Classe de exposição adotadas (Quadro 1 da NP EN 206-1 [2]).....	13
Quadro 3.3 - Características mecânicas do betão C25/30 e do betão C12/15 (Quadro 3.1 do EC2 [6])	13
Quadro 3.4 - Classes do aço para armaduras em Portugal (Quadro NA.I do Anexo Nacional do EC2 [6])	14
Quadro 3.5 - Características mecânicas do aço A400 NR SD (Quadro C.1, Anexo C do EC2 [5] e Art.º 3.2.7 (4) do EC2 [6]).....	14
Quadro 3.6 - Características do solo de fundação (Quadro 3.1, Art.º 3.1.2 do EC8 [7])	15
Quadro 3.7 - Quantificação das ações permanentes	16
Quadro 3.8 - Carga linear sobre vigas exteriores	19
Quadro 3.9 - Carga uniformemente distribuída no pavimento.....	19
Quadro 3.10 - Carga linear sobre o pavimento	20
Quadro 3.11 - Sobrecargas e coeficientes de combinação (Quadro 6.1, Art.º 6.3.1.2 do EC1 [4] e Quadro A1.1, Anexo A1 do EC0 [3])	21
Quadro 3.12 - Valores dos coeficientes de forma para a carga da neve (Quadro 5.2 do EC1 [5])	23
Quadro 3.13 - Valores recomendados dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 (Quadro 4.1 do EC1 [5]) ..	25
Quadro 3.14 - Coeficientes parciais γ_k (Tabela A1.2 (B) do EC0 [3])	29
Quadro 4.1 - Valores da aceleração máxima de referência a_{gR} [m/s ²] nas várias zonas sísmicas (Quadro NA.I do Anexo Nacional do EC8 [7])	34
Quadro 4.2 - Classes de importância para os edifícios (Quadro 4.3 do EC8 [7]).....	35
Quadro 4.3 - Coeficientes de importância γ_I (Quadro NA.II, Anexo Nacional do EC8 [7])	35
Quadro 4.4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1 (Quadro NA - 3.2 do EC8 [7]).....	38
Quadro 4.5 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 2 (Quadro NA - 3.3, Anexo Nacional do EC8 [7])	38

Quadro 4.6 - Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura (Quadro 5.1, Art.º 5.2.2.2(2) do EC8 [7]).....	39
Quadro 4.7 - Resumo dos valores que definem o espectro de resposta horizontal	41
Quadro 4.8 - Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais (Quadro NA - 3.4, Anexo Nacional do EC8 [7])	42
Quadro 4.9 - Resumo dos valores que definem o espectro de resposta vertical	42
Quadro 4.10 - Modos de vibração da Ação Sísmica pelo RSA [10]	43
Quadro 4.11 - Modos de vibração da Ação Sísmica pelo EC8 [7] - Tipo 1. Grau de Sismicidade: muito baixo	43
Quadro 4.12 - Modos de vibração da Ação Sísmica pelo EC8 [7] - Tipo 2. Grau de Sismicidade: alto	44
Quadro 4.13 - Secções de pilares do plano -480	46
Quadro 5.1 - Resumo de momentos fletores após redistribuição	62
Quadro 5.2 - Momentos fletores [kNm/m] (aproximados) segundo programa de o cálculo automático.....	73
Quadro 5.3 - Resumo das armaduras da laje de pavimento segundo o cálculo manual e o cálculo do programa automático	73
Quadro 5.4 - Armadura da viga V1625 à cota 1120 segundo o programa de cálculo automático	96
Quadro 5.5 - Resumo das armaduras da viga V1625 à cota 1120 segundo o cálculo manual e o cálculo do programa automático.....	98

LISTA DE ACRÓNIMOS

RSA	Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
TRICALC	Programa de cálculo automático
ARKTEC	Empresa responsável pelo o programa TRICALC
T1	Tipologia 1
T2	Tipologia 2
T3	Tipologia 3
NP	Norma Portuguesa
EC0	EuroCódigo 0
EC1	EuroCódigo 1
EC2	EuroCódigo 2
EC8	EuroCódigo 8
XC1	Classe do Betão XC1
XC2	Classe do Betão XC2
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Art.º	Artigo
CEN	Comité Europeu de Normalização
RCP	Restantes Cargas Permanentes
NSPT	Standard Penetration Test
DCM	Classe de Ductilidade Média
DCH	Classe de Ductilidade Alta
DCL	Classe de Ductilidade Baixa
CV	Cargas Variáveis
CP	Cargas Permanentes

SIMBOLOGIA

Caracteres Latinos:

A_{Ed}	Valor de cálculo para a ação sísmica
A_{Ek}	Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência
A_c	Área da secção transversal de betão
A_c	Área da secção
A_{ct}	Área de betão tracionado
A_s	Área da armadura longitudinal de tração
$A_{s,dist}$	Área de distribuição necessária
$A_{s,ef}$	Área de armadura adotada
$A_{s,ef}^{APÓS DISPENSA}$	Área de armadura adotada após a dispensa
$A_{s,ef}^{ANTES DISPENSA}$	Área de armadura adotada antes da dispensa
A_{sl}	Área de armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para além da secção considerada,
$A_{s,máx}$	Área máxima recomendada para a armadura longitudinal de tração ou de compressão
$A_{s,min}$	Armadura mínima de tração para controlo da fendilhação
$A_{s,min}$	Área mínima recomendada para a armadura longitudinal de tração
$A_{s,prov}$	Área da secção de armaduras existente na secção
$A_{s,req}$	Área da secção de armaduras necessária na secção no ELU
$A_{s\omega}$	Área de secção transversal das armaduras de esforço transversal
a	Comprimento total de amarração
a	Vão do painel segundo XX
a_1, a_2	Aceleração elástica ou de cálculo
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno
a_l	Distância que pode ser estimada pela “regra da translação”, que consiste em efetuar uma translação do diagrama de momentos
a_{vg}	Aceleração à superfície do terreno
b	Largura total de uma secção transversal
b	Vão do painel segundo YY
b	Comprimento total de amarração
b_{pilar}	Secção do pilar
b_t	Largura média da zona tracionada
b_ω	Largura da alma de uma secção transversal

b_{ω}	Menor largura da secção transversal na área tracionada,
C_t	Coeficiente térmico
C_{min}	Recobrimento mínimo
$C_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$C_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
C_{nom}	Recobrimento nominal
d	Altura útil de uma secção transversal
E_s	Módulo de elasticidade do aço
f	Frequência
$f_{0.2k}$	Valor característico (20%) da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{bd}	Tensão de aderência
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão
f_{ck}	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{ck,cyl}$	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade de provetes cilíndricos
$f_{ck,cube}$	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade de provetes cúbicos
f_{ctd}	Valor de cálculo da resistência do betão à tração
$f_{ct,ef}$	Valor médio da resistência do betão à tração na idade em que se espera que ocorram as primeiras fendas
$f_{ctk,0.05}$	Quantilho de 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctk,0.95}$	Quantilho de 95% do valor da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{syd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{y\omega d}$	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal
$G_{k,j}$	Valor característico de uma ação permanente j
g	Peso por unidade de comprimento da parede
g_p	Peso por unidade de área de parede
H	Altitude do local
h	Altura da platibanda
h	Altura do solo aterrado
h	Altura de uma secção transversal
h_{cr}	Altura da zona tracionada imediatamente antes da fendilhação
$h_{degraus}$	Altura dos degraus
h_{parede}	Altura da parede

I	Impulso do solo
K_0	Coeficiente do impulso
K	Coeficiente que tem em conta o sistema estrutural (vão interior de uma viga ou de uma laje armada em uma ou duas direções, $K = 1.5$)
k_1	Coeficiente que considera o efeito dos esforços normais na distribuição de tensões: $k_1 = 1.5$ para compressão e $k_1 = 2h^*/3h$ para tração, com $h^* = \min(h; 1.0 \text{ m})$;
k	Coeficiente que considera o efeito das tensões auto-equilibradas não uniformes (diminuição da resistência efetiva à tração), cujo valor varia com a espessura (ou altura) do elemento. Para fendilhação devida a cargas aplicadas $k = 1$
k_c	Coeficiente que tem em conta quer a natureza da distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação, quer a alteração do braço da força
k_w	Coeficiente que tem em consideração o modo de rotura predominante dos sistemas estruturais de paredes
l_0	Distância entre pontos de momentos nulos
l_2	Vão entre pilares
l	Vão da viga
l	Vão em planta do painel
$l_{b,eq}$	Comprimento de amarração
$l_{b,min}$	Comprimento mínimo de amarração
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
l_{min}	Vão mínimo em planta do painel
l_{min}	Vão mínimo em planta do painel
l_s	Extensão do deslocamento da neve
M_{CP}	Momento devido às cargas permanentes
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
M_{Rd}	Momento resistente
$M_{xs,Ed1}$	Momento positivo segundo XX para a carga 1
$M_{xs,Ed2}$	Momento positivo segundo XX para a carga 2
$M_{xs,Ed}$	Somatório de momentos positivos segundo XX da carga 1 e da carga 2
$M'_{xs,Ed}$	Momento positivo segundo XX
$M_{xvs,Ed}$	Momento negativo segundo XX
$M_{xv,Ed}^{min}$	Momento mínimo negativo segundo XX
$M_{ys,Ed1}$	Momento positivo segundo YY para a carga 1
$M_{ys,Ed2}$	Momento positivo segundo YY para a carga 2
$M_{ys,Ed}$	Somatório de momentos positivos segundo YY da carga 1 e da carga 2

$M_{yy,Ed}^{\min}$	Momento mínimo negativo segundo YY
N_{Ed}	Valor do esforço normal atuante para a combinação de ações utilizada (compressão com sinal positivo)
n	Quantidade de varões
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável i
q	Coefficiente de comportamento
q_{Ed}	Combinação de ações
q_{Ed1}	Combinação de ações para a carga 1
q_{Ed2}	Combinação de ações para a carga 2
R_d	Esforço resistente de cálculo
rec	Recobrimento nominal
S	Coefficiente de solo
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
s	Carga da neve em coberturas
s	Espaçamento de estribos
s_{ef}	Distância entre varões paralelos ou entre camadas de varões
s_k	Valor característico da carga da neve ao nível do solo
$s_{l,m\acute{a}x}$	Espaçamento longitudinal máximo entre estribos
$s_{m\acute{a}x}$	Espaçamento máximo dos varões
s_{min}	Distância mínima livre entre varões paralelos ou entre camadas de varões
$s_{t,m\acute{a}x}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T	Período
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
V1625	Viga V1625
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal
$V_{Rd,m\acute{a}x}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas
$V_{Rd,min}$	Valor mínimo de cálculo do esforço transversal
$V_{Rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência
z	Braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento

Caracteres Gregos:

γ	Fração entre “a” e “b”
$\gamma_{\text{betão}}$	Peso volúmico do betão armado
γ_c	Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial para as ações permanentes j
γ_g	Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes
γ_k	Coeficiente parcial
γ_p	Coeficiente parcial relativo à ação de pré-esforço
γ_q	Coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis
$\gamma_{Q,1}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável base
$\gamma_{Q,i}$	Coeficiente parcial para as ações variáveis i
γ_s	Coeficiente parcial de segurança relativo ao aço para armaduras de betão armado
γ_{sat}	Peso volúmico do solo saturado
γ_{seco}	Peso volúmico do solo seco
$\psi_{0,i}$	Coeficiente de combinação para as ações variáveis i
$\psi_{1,i}$	Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis i
$\psi_{2,i}$	Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis i
φ	Ângulo de Atrito Interno
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
ξ	Fator de amortecimento
$v_{s,30}$	Valor da velocidade média das ondas de corte
σ_{adm}	Tensão Admissível do Solo
σ_c	Tensão média do betão na parte da secção considerada
σ_{cp}	Tensão média atuante no betão
σ_s	Tensão máxima admissível na armadura imediatamente apos a formação da fenda, podendo ser adotado o valor de f_{yk}
σ_s	Tensão de tração no aço a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para as ações de cálculo no ELS
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
ω	Percentagem mecânica de armadura
ρ	Taxa de armadura de tração necessária a meio vão (no apoio no caso de uma consola)
ρ_l	Taxa de armadura de tração necessária
ρ'	Taxa de armadura de compressão necessária a meio vão (no apoio no caso de uma consola) ($\rho' = 0$)

ρ_o	Taxa de armadura de referência
$\rho_{\omega, \min}$	Taxa mínima de armadura
μ	Momento fletor reduzido
μ_1	Coeficiente de forma para a carga da neve
μ_i	Coeficiente de forma para a carga da neve
$\Delta c_{dur, add}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional, por exemplo revestimentos
$\Delta c_{dur, st}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
$\Delta c_{dur, \gamma}$	Margem de segurança
Δc_{dev}	Margem de cálculo para as tolerâncias de execução
\varnothing_{est}	Diâmetro do varão transversal
\varnothing_l	Diâmetro do varão longitudinal
$\varnothing_{m\acute{a}x}$	Diâmetro máximo do varão ou do agrupamento (diâmetro equivalente)
\varnothing_s	Diâmetro modificado máximo dos varões
\varnothing_s^*	Diâmetro máximo dos varões
η_1	Coeficiente relativo às condições de aderência e à posição do varão durante a betonagem (condições de boa aderência = 1)
η_2	Coeficiente relativo ao diâmetro do varão ($\varnothing \leq 32 \text{ mm} = 1$)
v_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal ($v_1 = 0.6$ ($f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$))
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga
α	Ângulo de inclinação da vertente
α	Ângulo que forma armadura de esforço transversal com o eixo longitudinal (estribos verticais: 90°)
α_1	Correção do comprimento de amarração (amarração reta = 1)
α_1	Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo
α_{cm}	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido ($\alpha_{cm} = 1$ para estruturas não pré-esforçadas)
α_{ct}	Coeficiente relativo aos efeitos de longo prazo na resistência à tração e aos efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada (valor recomendado = 1)
α_u	Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficientes para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo
ω	Frequência angular

Unidades:

cm	centímetro
cm ²	centímetro quadrado
GPa	GigaPascal
Hz	Hertz
kN	kiloNewton
kNm	kiloNewton metro
kN/m	kiloNewton por metro
kN/m ²	kiloNewton por metro quadrado
kN/m ³	kiloNewton por metro cúbico
m	metro
mm	milímetros
m ²	metro quadrado
m/s ²	metro por segundo ao quadrado
rad/s	radiano por segundo
s	segundo

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se no âmbito do trabalho final de mestrado, que tem como finalidade a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, na área de especialização em Estruturas e Construção. O estímulo do seu desenvolvimento é o da aplicação dos conhecimentos teóricos e práticos adquiridos ao longo do curso num projeto estrutural e a aquisição de autonomia a nível da conceção, análise e pormenorização.

O objetivo principal desta dissertação passou por desenvolver uma solução estrutural que garanta a segurança relativamente às ações regulamentadas. Deste modo, foram percorridas todas as fases de execução de um projeto de estruturas, desde a definição da solução estrutural, passando pela fase de pré-dimensionamento, até à fase final de dimensionamento onde foi avaliado o comportamento estático e dinâmico da estrutura e efetuadas as verificações aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço. Por fim apresentam-se as peças escritas e desenhadas necessárias à correta execução da referida estrutura.

Na verificação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço dos vários elementos estruturais, foram aplicados os critérios gerais de dimensionamento da regulamentação europeia, Eurocódigos e a regulamentação nacional em vigor, RSA e REBAP.

O projeto de dimensionamento do edifício é realizado com o auxílio do programa de cálculo automático “TRICALC 7.5” da ARKTEC, que atualmente constitui uma ferramenta fundamental no desenvolvimento, análise e conceção de estruturas, visto permitir resultados rápidos e mais rigorosos.

A oportunidade de elaborar um projeto de estabilidade permite um enorme acréscimo de conhecimentos na área da análise e dimensionamento estrutural, com especial relevância para a interligação e interação de todos os elementos estruturais.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos com o intuito de facilitar a leitura e a total compreensão de todos os objetivos propostos em todas as fases da dissertação.

No presente capítulo, **Capítulo 1**, designado “Introdução” apresenta-se uma introdução sucinta ao trabalho realizado e descreve-se o modo de como a presente dissertação se encontra estruturada.

No **Capítulo 2** “Descrição do Edifício”, apresenta-se de forma resumida o projeto arquitetónico, fazendo-se uma breve descrição do edifício e indicando as condicionantes impostas para o projeto.

No **Capítulo 3**, designado “Critérios Gerais de Dimensionamento”, enunciam-se os regulamentos e normas consideradas para a verificação da segurança estrutural. Apresentam-se as propriedades dos materiais estruturais utilizados na estrutura do edifício, assim como as condições geotécnicas do local. Neste capítulo apresentam-se de forma minuciosa, as diversas ações, que regulamentarmente, deveram atuar sobre o edifício durante a sua vida útil, assim como as combinações de ações consideradas no seu dimensionamento.

No **Capítulo 4**, denominado “Ação Sísmica”, apresentam-se as metodologias consideradas nos regulamentos vigentes em Portugal, RSA [10] e EC8 [7]. Sendo a ação sísmica um dos fenómenos naturais que pode trazer um risco maior à integridade dos edifícios considerou-se por bem apresentar neste Capítulo uma breve comparação, quer da sua metodologia, quer dos resultados obtidos, para o edifício em questão.

No **Capítulo 5**, “Dimensionamento”, apresenta-se o pré-dimensionamento e o dimensionamento manual de diversos elementos estruturais, bem como os esforços e as armaduras obtidas tanto pelo cálculo manual como pelo programa de cálculo automático. No final apresenta-se uma comparação dos resultados obtidos e tecem-se algumas conclusões.

Por fim, no **Capítulo 6**, denominado “Conclusão”, são apresentadas as conclusões gerais em relação ao trabalho efetuado.

CAPÍTULO 2

DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

2.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício em análise insere-se num conjunto habitacional a ser construído em Belmonte. Dada o seu desenvolvimento foi considerado a introdução de duas juntas de dilatação, ficando desta forma o complexo dividido em três blocos distintos, Bloco A, B e C, como apresentado nas Figura 2.1 e Figura 2.2.



Figura 2.1 - Alçado principal



Figura 2.2 - Alçado posterior

Para este trabalho, e dada a repetibilidade das tarefas envolvidas, considerou-se unicamente a análise, cálculo e dimensionamento do Bloco C, Figura 2.3.

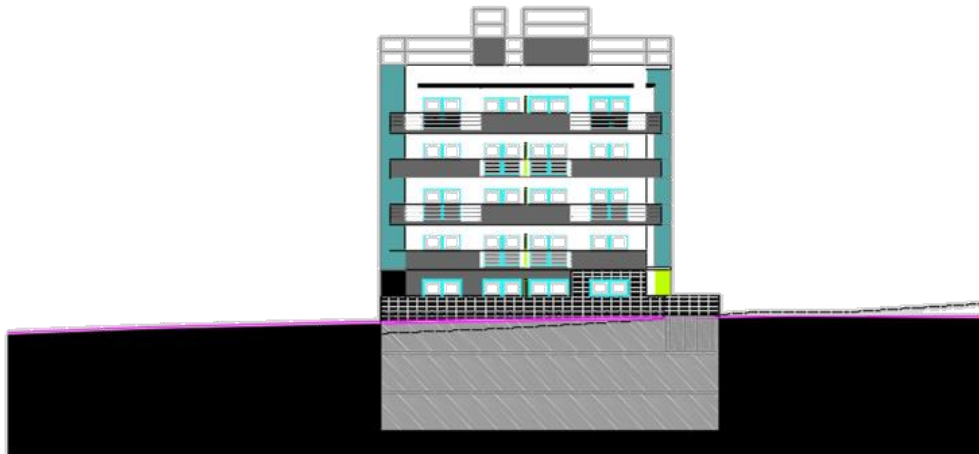


Figura 2.3 - Alçado lateral

Pelas peças arquitetônicas disponibilizadas, pode-se observar que se trata de um edifício com três pisos abaixo da cota de soleira destinados a estacionamento de veículos ligeiros, com um pé direito de 2.20 m e cinco pisos elevados acima do solo destinados a habitação, com um pé direito de 2.60 m. Os pisos destinados a estacionamento têm uma área aproximadamente de 424 m², o piso 0 tem cerca de 284 m² e os restantes pisos têm cerca de 294 m². Seguidamente ilustram-se os alçados do Bloco C, como também as plantas referentes ao Bloco C (Figura 2.4 à Figura 2.12).



Figura 2.4 - Alçado principal - Bloco C



Figura 2.5 - Alçado posterior - Bloco C

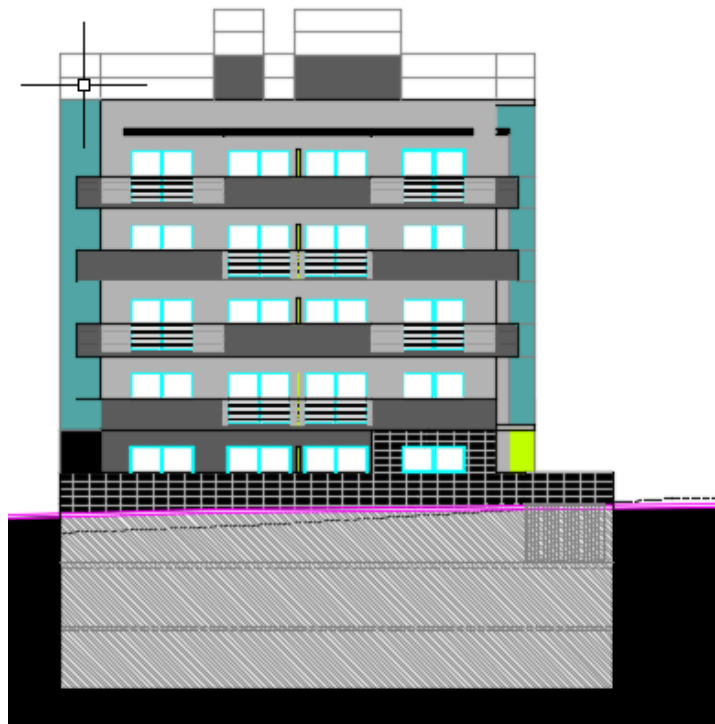


Figura 2.6 - Alçado lateral - Bloco C

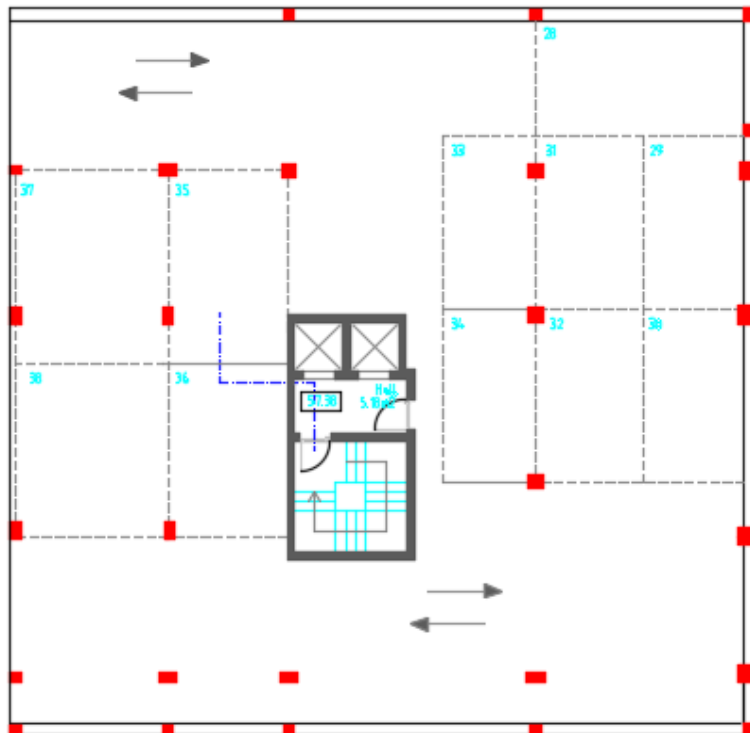


Figura 2.7 - Planta do piso -3 e piso -2

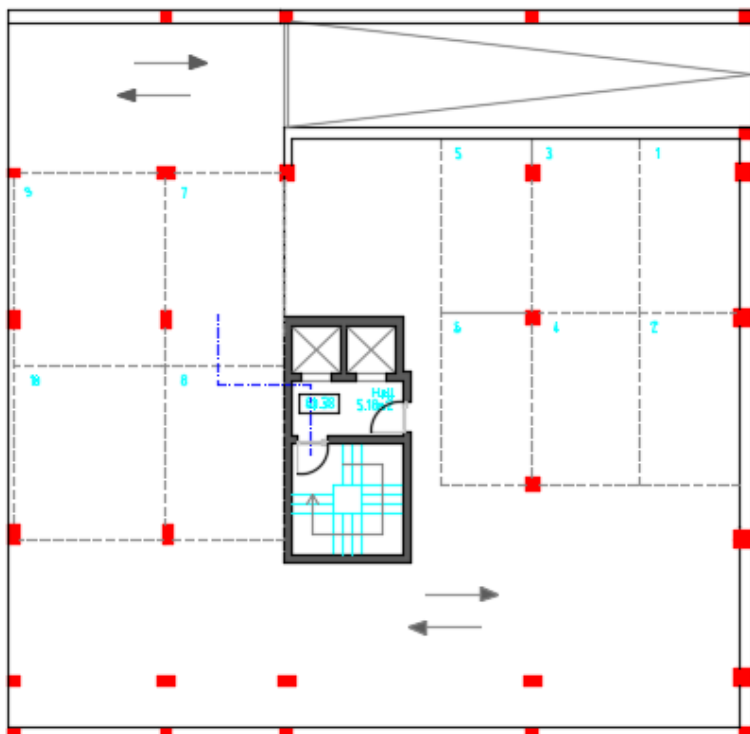


Figura 2.8 - Planta do piso -1

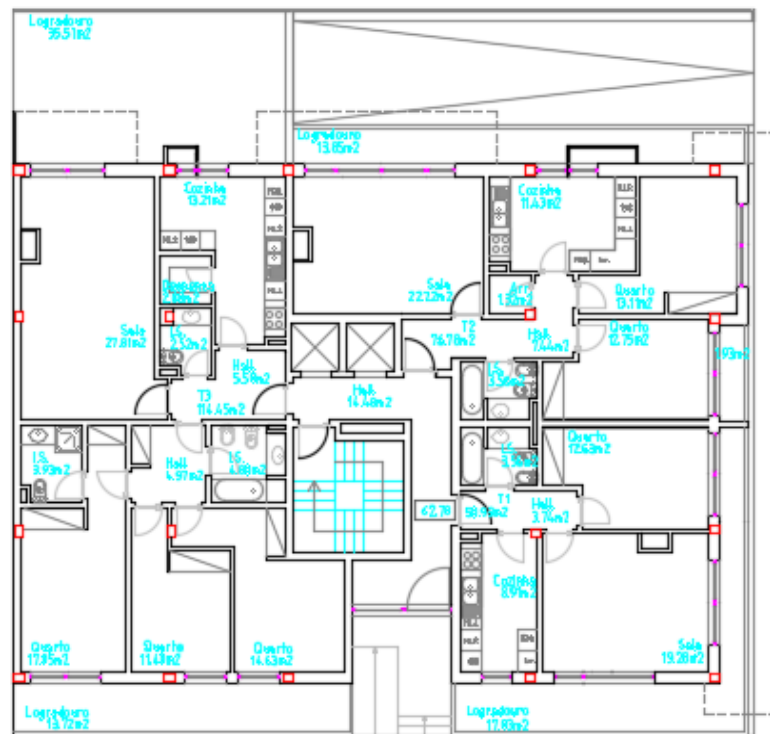


Figura 2.9 - Planta do piso 0

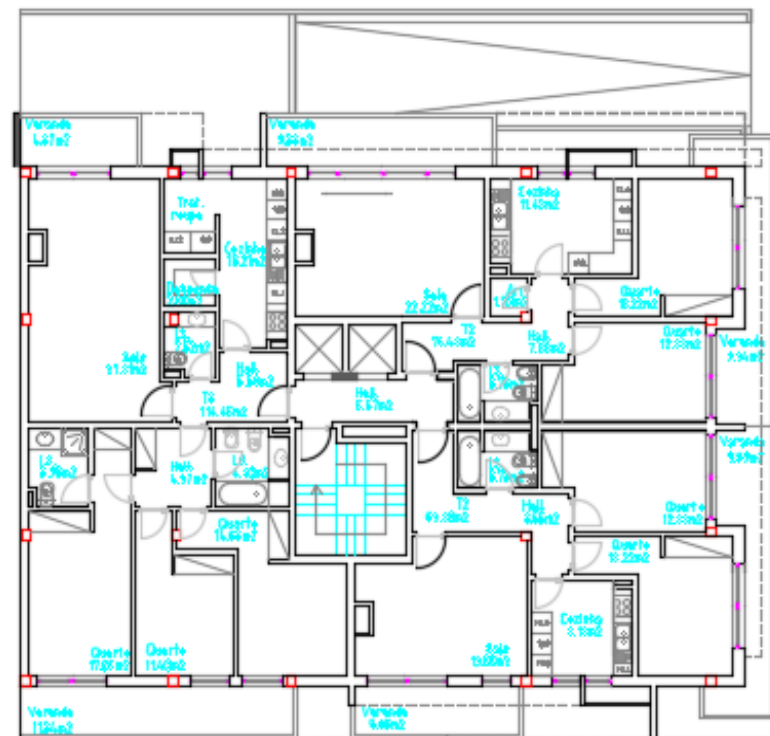


Figura 2.10 - Planta do piso 1 ao piso 4

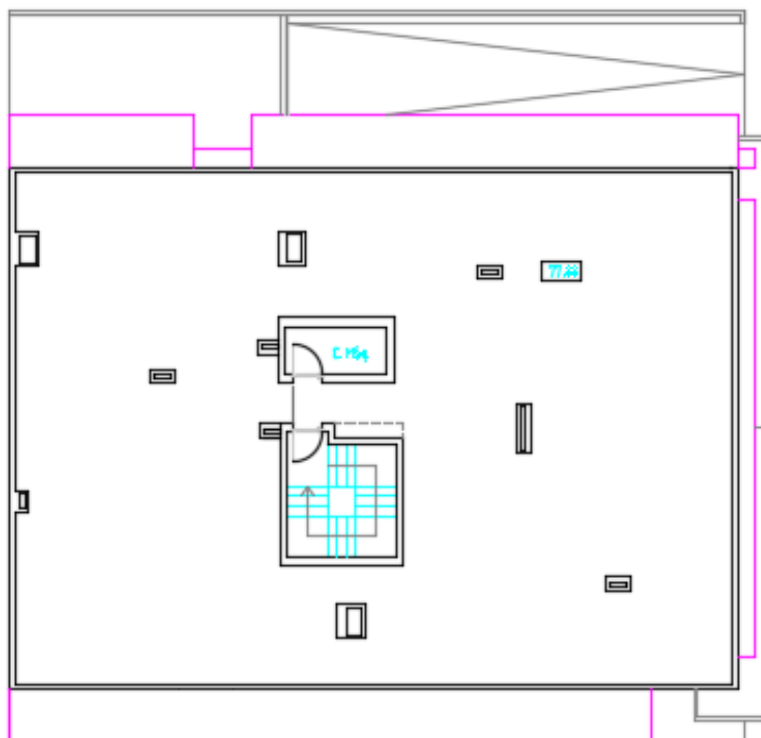


Figura 2.11 - Planta do piso da cobertura

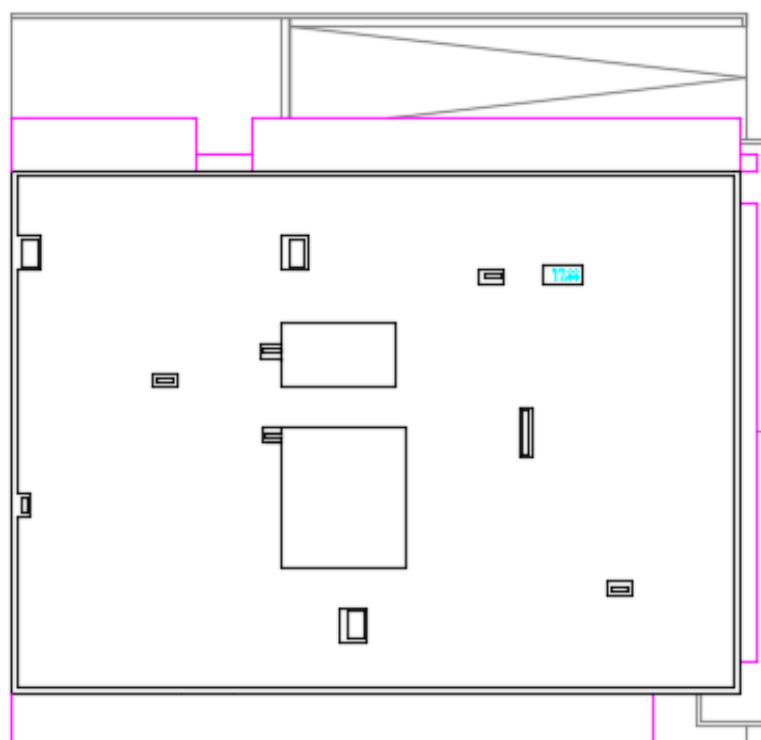


Figura 2.12 - Planta do piso da cobertura

Cada piso habitacional é constituído por três apartamentos. Sendo que o piso 0 é composto por um T1, um T2 e um T3 e os restantes pisos por dois T2 e um T3.

As ligações verticais entre pisos são asseguradas por uma caixa de escadas e pelos elevadores. O piso 0 encontra-se ao nível do pavimento exterior, desta forma a entrada principal do edifício, assim como o acesso ao exterior ao estacionamento é efetuada por ele.

O edifício apresenta uma cobertura plana acessível, com platibanda de 1.1 m de altura em toda a periferia.

2.2 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A conceção de uma estrutura assenta em três aspetos essenciais, sendo estes, a criação de uma solução estrutural que respeite a arquitetura do edifício, a garantia da segurança quando solicitado por diferentes ações e a viabilidade económica. Nesta etapa é importante saber interpretar a arquitetura do edifício e encontrar uma solução estrutural coerente e compatível. Só após ter sido feita uma análise exaustiva da arquitetura do edifício, é que se inicia o pré-dimensionamento dos elementos estruturais como lajes, pilares, vigas, escadas, fundações, paredes resistentes e muros de cave.

As fundações são constituídas por sapatas isoladas e, em alguns casos, por sapatas conjuntas de betão armado, ligadas através de lintéis de fundação, de modo a garantir uma maior estabilidade ao conjunto, absorvendo momentos originários dos elementos verticais e possíveis assentamentos diferenciais. Os lintéis de fundação estão situados no terreno escavado até uma cota conveniente para assegurar a capacidade de suporte adequado.

Abaixo do piso 0 até ao nível da fundação, existe três paredes com muro de cave no contorno do edifício. Os muros de cave têm ambas sapatas com 50 cm de altura.

A laje de um edifício é a estrutura responsável por transferir as cargas que nelas atuam para as vigas e para os pilares. Para as lajes do edifício preconizou-se uma solução mista entre laje fungiforme e lajes vigadas com uma espessura constante de 20 cm e armadas em duas direções.

As vigas e os pilares têm uma variação da sua secção dependendo do nível de esforços a que cada elemento estará sujeito.

CAPÍTULO 3

CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

3.1 REGULAMENTOS E NORMAS

Os regulamentos e as normas aplicadas ao projeto de estruturas do edifício em estudo durante o processo de dimensionamento dos elementos estruturais, são as seguintes:

- *RSA - Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983;*
- *REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983;*
- *Norma NP EN 206-1: Betão, Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade, 2007;*
- *EC0 - Eurocódigo 0: Bases para o Projeto de Estruturas, 2009;*
- *EC1 - Eurocódigo 1: Ações em Estruturas, 2009;*
- *EC2 - Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Armado, 2010;*
- *EC8 - Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para a Resistências aos Sismos, 2010;*
- *Tabelas de Cálculo.*

3.2 MATERIAIS ESTRUTURAIS

As estruturas devem ser dimensionadas e construídas de modo a terem um bom funcionamento durante o período de vida útil, com a manutenção necessária, mas sem grandes reparações.

De acordo com o EC0 [3], conclui-se que a estrutura em estudo pertence à categoria 4, o que significa que deverá ser projetada para um tempo de vida útil de 50 anos, como demonstra o Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Valores indicativos do tempo de vida útil do projeto (Quadro 2.1 do EC0 [3])

Categoria do tempo de vida útil de projeto	Valor indicativo do tempo de vida útil de projeto (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias ¹⁾
2	10 a 25	Componentes estruturas substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil
¹⁾ As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.		

3.2.1 BETÃO

Os requisitos de durabilidade do betão devem satisfazer todas as exigências estabelecidas pela NP EN 206-1 [2]. As classes de exposição são definidas de acordo com o tipo de ambiente onde se insere a estrutura que irá ser projetada. Assim, analisando os vários elementos constituintes da estrutura, chega-se à conclusão que as classes de exposição que melhor definem a estrutura são as classes XC1 e XC2.

Relativamente aos elementos que constituem a estrutura do edifício, foi considerada uma classe de exposição XC2 para os elementos em contacto com o solo (fundações, muros de cave, etc.) e uma classe de exposição XC1 para os restantes elementos, por estarem relativamente protegidos em relação à exposição à humidade. As classes de exposição adotadas encontram-se ilustradas no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Classe de exposição adotadas (Quadro 1 da NP EN 206-1 [2])

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos onde podem ocorrer as classes de exposição
2 Corrosão induzida por carbonatação		
Quando o betão, armado ou contendo outros metais embebidos, se encontrar exposto ao ar e à humidade, a exposição ambiental deve ser classificada como se segue:		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com baixa humidade do ar; Betão permanentemente submerso em água.
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a longos períodos de contacto com água; Muitas fundações.

Para elementos estruturais principais e para fundações foi adotado um betão com classe de resistência C25/30 e para a camada de regularização e limpeza optou-se por um betão com uma classe de resistência C12/15. As características mecânicas do betão C25/30 e do betão C12/15 são apresentadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Características mecânicas do betão C25/30 e do betão C12/15 (Quadro 3.1 do EC2 [6])

	Betão C25/30	Betão C12/15
$f_{ck,cyl}$ [MPa]	25	12
$f_{ck,cube}$ [MPa]	30	15
f_{cd} [MPa]	16.7	8
f_{cm} [MPa]	33	20
f_{ctm} [MPa]	2.6	1.6
$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	1.8	1.1
$f_{ctk,0.95}$ [MPa]	3.3	2.0
E_{cm} [GPa]	31	27

3.2.2 Aço

De acordo com a Norma Portuguesa do EC2 [6], no Anexo Nacional NA 4.3 - Informações específicas (a), as armaduras de betão armado a utilizar em Portugal deverão ser da classe de resistência (f_{yk} ou $f_{0,2k}$) 400 e 500 e deverão ainda satisfazer as especificações LNEC aplicáveis.

A relação entre as designações dos tipos de armaduras em Portugal e as propriedades indicadas no Quadro C.1 do Anexo C da Norma Portuguesa [6] é disposta no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Classes do aço para armaduras em Portugal (Quadro NA.I do Anexo Nacional do EC2 [6])

Armaduras	Classe (ver Quadro C.1 do Anexo C)
A400 NR ou A500 NR de ductilidade especial	C
A400 NR ou A500 NR	B
A500 ER	A

A armadura ordinária para betão armado utilizada no presente projeto são em varões nervurados, tal como é recomendado no Art.º 3.2.2 (2) do EC2 [6]. O aço utilizado para os varões é do tipo laminado a quente com um valor característico da tensão de cedência de 400 MPa. Este aço tem a denominação de A400 NR SD de ductilidade especial de Classe C, cujas características mecânicas se podem observar no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 - Características mecânicas do aço A400 NR SD (Quadro C.1, Anexo C do EC2 [5] e Art.º 3.2.7 (4) do EC2 [6])

Aço A400 NR SD	f_{yk} [MPa]	400
	f_{syd} [MPa]	348
	E_s [GPa]	200

3.3 CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS

Na ausência do relatório geotécnico do tipo de terreno onde a estrutura vai ser implantada, mas tendo em consideração os conhecimentos da geologia genérica do local, foi admitido que o terreno se assemelha à descrição do perfil estratigráfico do tipo C do Quadro 3.1, Art.º 3.1.2 do EC8 [7]. Foi assim considerado que o terreno se compara a “depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura

entre várias dezenas e muitas centenas de metros”. As características referentes ao solo de fundação encontram-se mencionadas no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 - Características do solo de fundação (Quadro 3.1, Art.º 3.1.2 do EC8 [7])

γ_{seco} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E [kN/m ²]	φ [°]	σ_{adm} [MPa]
		Módulo de Elasticidade do Solo	Ângulo de Atrito Interno	Tensão Admissível do Solo
18.60	21.60	70 000	30	0.35

3.4 AÇÕES

A definição das ações, ainda que simples, é um dos parâmetros mais importantes para o correto dimensionamento da estrutura a analisar. É uma etapa inicial, que irá influenciar todos os resultados finais. A quantificação das ações foi efetuada com base no RSA [10], no EC1 [4], assim como nas tabelas de cálculo [1] e medições efetuadas no projeto arquitetónico.

As ações que podem atuar numa estrutura dividem-se em três grandes grupos: Permanentes, Variáveis e Acidentais.

3.4.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes caracterizam-se pelo seu valor constante ou com pequenas variações ao longo da vida útil da estrutura, podendo ser diretas ou indiretas.

As ações diretas resultam de dois conjuntos de ações, o primeiro constituído pelo peso próprio da estrutura, impulsos do solo ou fluidos e o segundo pelo peso dos materiais não estruturais como alvenarias e revestimentos, os quais se designam por restante carga permanente (RCP). As ações indiretas são constituídas pela retração, fluência, assentamentos de apoios, ou pré-esforço.

Seguidamente, apresenta-se o Quadro 3.7 com o resumo dos valores das ações permanentes que atuam na estrutura.

Quadro 3.7 - Quantificação das ações permanentes

Ações Permanentes	Carga	
Peso Volúmico do Betão Armado [kN/m ³]	25.00	
Peso Volúmico do Solo [kN/m ³]	21.60	
Impulso do Solo no Muro de Cave [kN/m ²]	Valor máximo	76.68
Restantes Cargas Permanentes [RCP]		
Revestimento da Laje de Piso [kN/m ²]	1.50	
Revestimento da Laje de Cobertura Acessível [kN/m ²]	2.00	
Casa das Máquinas do Elevador [kN/m ²]	10.00	
Parede de Alvenaria Exterior [kN/m]	2.31 a 7.80	
Parede de Alvenaria Interior (distribuída no pavimento) [kN/m ²]	1.87	
Parede de Alvenaria Interior (linear sobre o pavimento) [kN/m]	5.72 a 7.80	

Seguidamente apresenta-se a justificação destes valores.

3.4.1.1 Peso Volúmico do Betão Armado

Segundo o Artigo 14º do RSA [10], o peso volúmico utilizado na quantificação do peso próprio do betão estrutural é de 25.00 kN/m³.

3.4.1.2 Peso Volúmico do Solo

O peso volúmico do solo de fundação e de aterro é de 21.60 kN/m³, conforme apresentado em “3.3 CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS”.

3.4.1.3 Impulso do Solo no Muro de Cave

O impulso do solo no muro de cave de betão armado, é calculado segundo as características do solo de fundações indicado em “3.3 CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS”, onde o ângulo de atrito é de 30° e o peso específico saturado é de 21.60 kN/m³. Segundo a teoria de Rankine [8], o coeficiente de impulso para solos incoerentes em repouso, é definido pela expressão (3.1).

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (3.1)$$

Onde,

K_0 - Coeficiente de impulso;

φ - Ângulo de atrito, [°].

O impulso do solo será dado pela expressão (3.2).

$$I = K_0 \cdot \gamma_{\text{sat}} \cdot h \quad (3.2)$$

Onde,

I - Impulso do solo, [kN/m²];

K_0 - Coeficiente de impulso;

γ_{sat} - Peso volúmico saturado, [kN/m³];

h - Altura do solo aterrado, [m].

Considerando um diagrama de impulso triangular, obteve-se um valor de impulso máximo, na base de 76.68 kN/m².

Seguidamente, na Figura 3.1 na apresentam-se os cálculos efetuados e o esquema com o valor do impulso do solo.

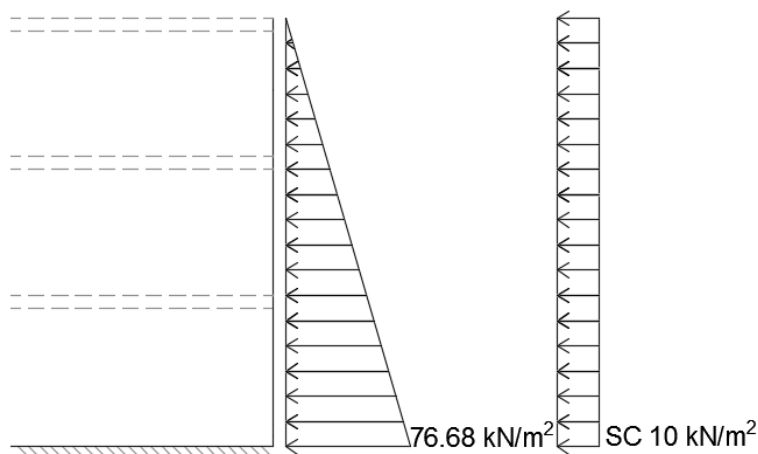


Figura 3.1 - Muro de cave e esquema do impulso do solo

$$K_0 = 1 - \sin 30 \Leftrightarrow K_0 = 0.50$$

$$I = 0.5 \cdot 21.60 \cdot 7.10 \Leftrightarrow I = 76.68 \text{ kN/m}^2$$

3.4.1.4 Revestimento da Laje de Piso

O revestimento da laje de piso será composta por revestimento usual, tal como tacos, alcatifa ou mosaico cerâmico e estuque, ou teto falso na face inferior da laje. Para esta ação considerou-se o valor de 1.50 kN/m^2 para os pisos habitacionais [1].

3.4.1.5 Revestimento da Laje de Cobertura Acessível

O revestimento da laje de cobertura é um revestimento de um terraço acessível, incluindo a camada de forma em betão leve (até 8 cm), tela de impermeabilização e proteções. O valor considerado para esta ação foi de 2.00 kN/m^2 [1].

3.4.1.6 Casa das Máquinas do Elevador

O valor considerado para o peso próprio da casa das máquinas do elevador foi de 10.00 kN/m^2 .

3.4.1.7 Parede de Alvenaria Exterior

As paredes exteriores serão de parede dupla de tijolo furado com dimensões $30 \times 20 \times 11$ e $30 \times 20 \times 15$, o valor do peso é de 3.00 kN/m^2 [1].

Existe uma platibanda, com parede simples de tijolo furado com dimensões $30 \times 20 \times 15$ com um peso de 2.10 kN/m^2 [1].

A parede exterior e a platibanda considerada sobre o pavimento do edifício encontra-se bem definida em todo o contorno exterior, foi então considerada uma carga linear sobre o contorno do edifício, em cada um dos pisos, com o valor calculado através da expressão (3.3).

$$g = g_p \cdot h_{\text{parede}} \quad (3.3)$$

Onde,

g - Peso por unidade de comprimento da parede, $[\text{kN/m}]$;

g_p - Peso por unidade de área de parede, $[\text{kN/m}^2]$;

h_{parede} - Altura da parede, $[\text{m}]$.

Quadro 3.8 - Carga linear sobre vigas exteriores

Piso	Altura do Piso [m]	Espessura da Parede Exterior [m]	Peso da Parede da Alvenaria Exterior [kN/m ²]	Carga Linear Sobre Vigas Exteriores [kN/m]
Piso -1	2.2	0.35	3.0	6.6
	0.95	0.35	3.0	2.85
Piso 0	2.6	0.35	3.0	7.8
Piso Tipo	2.6	0.35	3.0	7.8
Platibanda	1.1	0.2	2.1	2.31

3.4.1.8 Parede de Alvenaria Interior

Com base no Artigo 15º do RSA [10], é possível simular a aplicação de uma carga uniformemente distribuída ao longo de todo o pavimento dos vários pisos do edifício. O valor desta carga foi calculado através da expressão (3.4).

$$g = g_p \cdot h_{\text{parede}} \cdot 40\%/m \quad (3.4)$$

Onde,

g - Peso por unidade de comprimento da parede, [kN/m²];

g_p - Peso por unidade de área de parede, [kN/m²];

h_{parede} - Altura da parede, [m].

Quadro 3.9 - Carga uniformemente distribuída no pavimento

Piso	Altura do Piso [m]	Espessura da Parede Interior [m]	Peso da Parede da Alvenaria Interior [kN/m ²]	%/m	Carga Uniformemente Distribuída no Pavimento [kN/m ²]
Piso 0	2.6	0.15	1.8	40	1.87
Piso Tipo	2.6	0.15	1.8		1.87

Existem paredes interiores que descarregam uma carga linear sobre o pavimento, denominadas “cargas de faca”.

Quadro 3.10 - Carga linear sobre o pavimento

Piso	Altura do Piso [m]	Espessura da Parede Interior [m]	Peso da Parede da Alvenaria Interior [kN/m ²]	Carga Linear Sobre o Pavimento [kN/m]
Piso 0	2.6	0.3	2.7	7.02
		0.35	3.0	7.8
Piso Tipo	2.6	0.3	2.7	7.02
		0.35	3.0	7.8
Piso de Cobertura	2.6	0.2	2.2	5.72

3.4.1.9 Retração e Fluência

Segundo os Artigos 31º e 32º do REBAP [9] o efeito da retração acontece com o abaixamento lento da temperatura uniforme. Neste caso específico, e considerando as dimensões e as condições de execução do edifício em causa, tanto o efeito da retração como o da fluência podem ser desprezados.

3.4.2 AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis, apresentam uma grande variabilidade de intensidade ao longo da vida útil da estrutura, sendo também qualificadas como diretas ou indiretas.

As ações diretas são as sobrecargas de utilização, o vento, e outras forças que possam atuar sobre a estrutura.

As ações indiretas são representadas por variações de temperatura uniformes ou diferenciais e pela aceleração devida ao sismo.

3.4.2.1 Sobrecargas de Utilização

Seguidamente apresenta-se o Quadro 3.11 onde são indicadas as sobrecargas de utilização do edifício bem como os coeficientes de combinação (ψ_1 , ψ_2 e ψ_3), os quais foram definidos através da Quadro 6.1 do EC1 [4] e Quadro A1.1 do EC0 [3], respetivamente.

Quadro 3.11 - Sobrecargas e coeficientes de combinação (Quadro 6.1, Art.º 6.3.1.2 do EC1 [4] e Quadro A1.1, Anexo A1 do EC0 [3])

Ações Variáveis		Categoria (Classificação do EC1 [4])	Carga	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga	Pavimento [kN/m ²]	A	2.0	0.7	0.5	0.3
	Cobertura Acessível [kN/m ²]	I	2.0	0.7	0.5	0.3
	Cobertura não Acessível [kN/m ²]	H	0.4	0	0	0
	Varandas (numa faixa de um metro de largura adjacente ao parapeito) [kN/m ²]	A	4.0	0.7	0.5	0.3
	Varandas [kN/m ²]	A	2.0	0.7	0.5	0.3
	Escadas [kN/m ²]	A	2.0	0.7	0.5	0.3
	Garagem [kN/m ²]	F	2.5	0.7	0.7	0.6
	Acessos [kN/m ²]	C3	4.0	0.7	0.7	0.6

3.4.2.2 Ação do Vento

Em estruturas de betão armado correntes, como é o caso, os efeitos da ação do vento podem ser desprezadas, quando comparados com os provenientes da ação sísmica. No que respeito à consideração da ação do vento, esta não foi considerada no dimensionamento dos elementos estruturais.

3.4.2.3 Ação da Neve

A ação da neve foi quantificada segundo o EC1 [5], de modo a obter o valor das cargas tanto ao nível do solo como da cobertura, tendo em conta a zona da implantação do edifício.

- Carga da neve ao nível do solo

Os valores característicos da carga da neve ao nível do solo (s_k), são determinados com a expressão do Anexo Nacional do EC1 [5] com a expressão (3.5).

$$s_k = C_z \cdot \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (3.5)$$

Onde,

s_k - Valor característico da carga da neve ao nível do solo, [kN/m²];

C_z - Coeficiente que depende da zona de implantação do edifício (igual a 0.30 para a zona Z_1 , 0.20 para a zona Z_2 e 0.10 para a zona Z_3);

H - Altitude do local, [m].

Para o cálculo da carga devido à ação da neve o EC1 [5] divide o território nacional em três zonas distintas, Z_1 a Z_3 , de acordo com o apresentado na Figura 3.2.

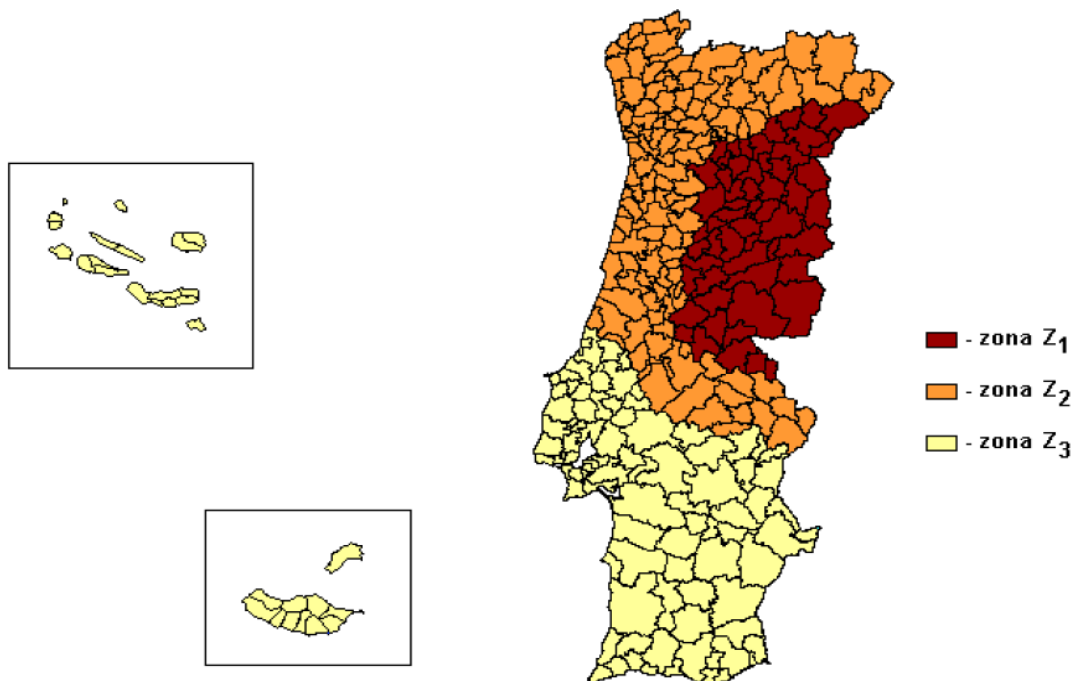


Figura 3.2 - Zonamento do território nacional para a ação da neve (Anexo Nacional do EC1 [5])

No presente caso, o edifício em estudo como já referido anteriormente irá ser implantado em Belmonte, distrito de Castelo Branco. Segundo o mapa anterior, localiza-se na zona Z_1 com um coeficiente C_z de 0.30 a uma altitude entre 500 e 600 m, adotando 550 m.

Desta forma o valor característico da carga da neve ao nível do solo, segundo o EC1 [5], será:

$$s_k = 0.30 \cdot \left[1 + \left(\frac{550}{500} \right)^2 \right] \Leftrightarrow s_k = 0.663 \text{ kN/m}^2$$

- Coeficiente de forma da cobertura

O coeficiente de forma para a carga da neve depende do tipo e da inclinação da cobertura do edifício. Dado que no presente caso está-se perante uma cobertura plana deverá ser utilizada a distribuição da carga da Figura 3.3 para as disposições de carga de neve não deslocada e de carga de neve deslocada.

Na Figura 3.3 e no Quadro 3.12 apresentam-se os coeficientes de forma a adotar para uma cobertura de uma vertente.

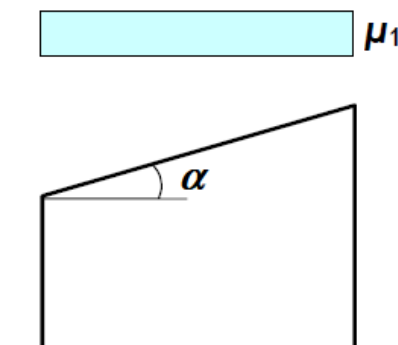


Figura 3.3 - Coeficiente de forma para a carga da neve - cobertura de uma vertente (Figura 5.2 do EC1 [5])

Quadro 3.12 - Valores dos coeficientes de forma para a carga da neve (Quadro 5.2 do EC1 [5])

Ângulo de inclinação da vertente α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 (60 - \alpha)/30$	0

Conclui-se então que para uma cobertura com uma inclinação de 0° o coeficiente de forma toma o valor de 0.8.

- Para situações de projeto persistentes/transitórias

Considerando situações de projeto persistentes/transitórias, com duas disposições de neve distintas, a carga da neve deslocada e carga de neve não deslocada. Nestas condições a ação da neve na cobertura deve ser determinada de acordo com a expressão (3.6).

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.6)$$

Onde,

s - Carga da neve em coberturas, $[\text{kN/m}^2]$;

μ_i - Coeficiente de forma para a carga da neve;

C_e - Coeficiente de exposição, segundo o ponto 5.2(7) do EC1 [5]) toma o valor unitário;

C_t - Coeficiente térmico, segundo o ponto 5.2(8) do EC1 [5]) toma o valor unitário;

s_k - Valor característico da carga da neve ao nível do solo, $[\text{kN/m}^2]$.

Para o presente caso o valor da carga da neve ao nível da cobertura será:

$$s = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.663 \Leftrightarrow s = 0.5304 \text{ kN/m}^2$$

- Carga da neve ao nível da platibanda (obstáculo)

De acordo com o Anexo B do EC1 [5], teremos que ter em conta o coeficiente de forma para a carga da neve associada a deslocamentos excecionais.

Numa cobertura plana como mostra a Figura 3.4, segundo B.4(3) [5] o deslocamento da neve contra as platibandas são indicados na Figura B.4 [5]. A extensão do deslocamento da neve l_s deverá ser considerada pelo menor dos valores $5h$ (3.7), b_1 (3.8) ou 15 m (3.9) e o coeficiente de forma é definido pelo menor valor de $\mu_1 = 2h / s_k$ (3.10), $\mu_1 = 2b / l_s$ (3.11) em que b é o maior dos valores b_1 ou b_2 , e $\mu_1 = 8$ (3.12), segundo B.4(4) [5].

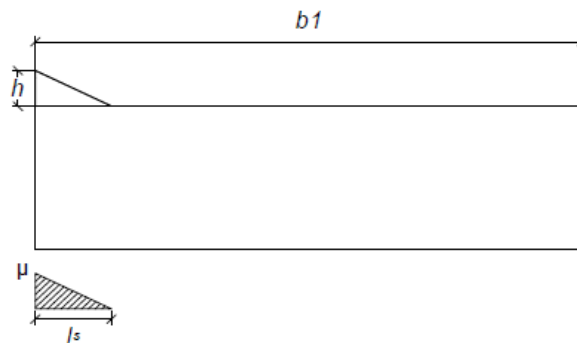


Figura 3.4 - Neve atrás de uma platibanda, cobertura plana (Figura B.4(3) do Anexo Nacional do EC1 [5])

$$\begin{array}{lcl}
 l_s \text{ menor valor} & \left\{ \begin{array}{l} 5h = 5 \cdot 1.10 = \mathbf{5.5\text{ m}} \\ b_1 = 21.25\text{ m ou } 14.70\text{ m} \\ 15\text{ m} \end{array} \right. & \begin{array}{l} (3.7) \\ (3.8) \\ (3.9) \end{array} \\
 \mu_1 \text{ menor valor} & \left\{ \begin{array}{l} 2h / s_k = 2 \cdot 1.10 / 0.663 = \mathbf{3.32} \\ 2b / l_s = 2 \cdot 14.70 / 6 = 4.90 \\ 8 \end{array} \right. & \begin{array}{l} (3.10) \\ (3.11) \\ (3.12) \end{array}
 \end{array}$$

Conclui-se então que a extensão do deslocamento da neve é de 5.5 m, logo o valor a adotar para coeficiente de forma cobertura é de 3.32.

A carga da neve ao nível da platibanda é calculada de seguida, segundo os valores obtidos anteriormente.

$$s = 3.32 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.663 \Leftrightarrow s = 2.2012\text{ kN/m}^2$$

Como se pode observar na Figura 3.5 a ação da neve toma um valor variável entre os 2.20 kN/m², junto à platibanda, e 0.53 kN/m², a 5.50 m desta. Dado que o programa de cálculo utilizado, TRICALC, não permite colocar uma carga distribuída por superfície variável discretizou-se esta numa sucessão de quatro cargas uniformemente distribuídas. Para o valor de cada uma destas cargas foi considerado o valor médio de cada faixa, como se pode verificar na Figura 3.5.

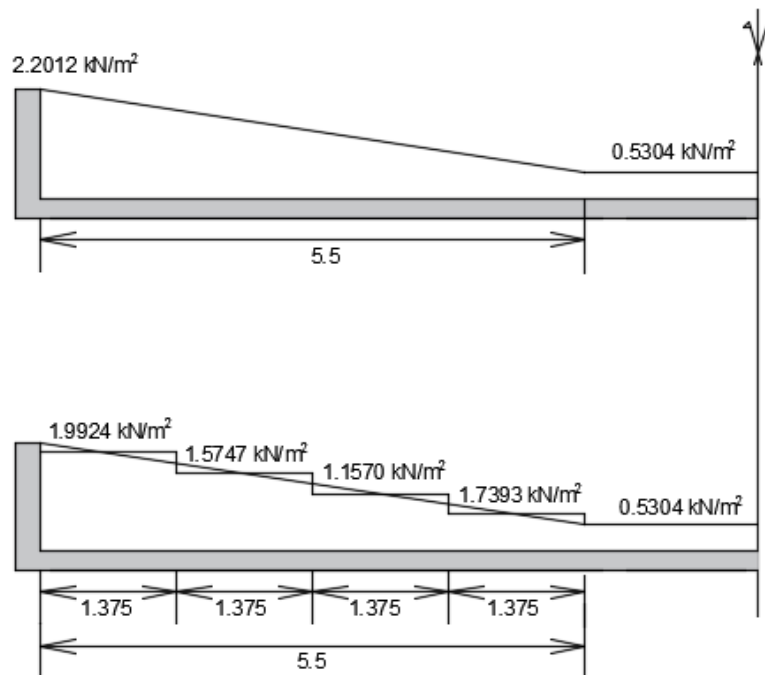


Figura 3.5 - Discretização da carga da neve ao nível da platibanda e respetiva interpolação

Segundo o Quadro 4.1 do EC1 [5], os valores recomendados dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 dependem da localização do edifício. A região onde se enquadra o edifício em estudo é “*Restantes Estados - Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar*”.

Quadro 3.13 - Valores recomendados dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 (Quadro 4.1 do EC1 [5])

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0.5	0.2	0

3.4.2.4 Ação da Variação de Temperatura

No que respeita à ação da variação de temperatura, segundo o Artigo 31º do REBAP [9], o efeito da temperatura pode ser desprezado desde que a dimensão máxima em planta não exceda os 30 m, o que acontece com o edifício considerado.

3.4.2.5 Ação do Sismo

A definição da ação sísmica é um processo de maior complexidade em comparação com as ações permanentes e variáveis anteriores referidas. O dimensionamento do edifício é efetuado para que, na ocorrência de um sismo, a estrutura se mantenha funcional, ou seja que os danos sejam escassos e também para que não seja colocada em risco a vida humana.

No “CAPÍTULO 4 AÇÃO SÍSMICA” irá ser abordada a ação sísmica de uma forma mais detalhada. Dado que atualmente em Portugal a ação sísmica pode ser tida em conta tanto pelo RSA [10] como pelo EC8 [7], nesse capítulo, apresentam-se as duas metodologias e tecem-se algumas comparações.

3.5 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Para que uma estrutura garanta a resistência necessária às ações que nela atuam, o EC0 [3] define princípios para o dimensionamento em relação a Estados Limites. São classificados como Estados Limites Últimos, os que se referem a segurança das pessoas e/ou segurança da estrutura, e como Estados Limites de Utilização os que dizem respeito ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção.

O dimensionamento em relação aos Estados Limites deve basear-se na utilização de modelos estruturais e de ações. Deve verificar-se que nenhum estado limite é excedido quando se utilizam nesses modelos os valores de cálculo relativos a ações, propriedades dos materiais e grandezas geométricas.

Existem três regras fundamentais para a aplicação da combinação das ações:

- As ações permanentes são sempre consideradas em todas as combinações, mas não devem ser majoradas quando os seus efeitos são favoráveis;
- As ações variáveis só devem ser consideradas se os seus efeitos forem desfavoráveis;
- Só devem ser consideradas ações cuja probabilidade de ocorrerem simultaneamente seja possível.

3.5.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Os Estados Limites Últimos estão associados a prejuízos elevados que podem por em causa a capacidade de suporte da estrutura e à segurança das pessoas.

Segundo o EC0 [3], a verificação da segurança do Estado Limite Último é realizada quando o valor de cálculo do esforço resistente da secção em estudo é superior ao maior esforço de cálculo atuante na mesma. Caso contrário a segurança da estrutura não se encontra garantida, podendo atingir o colapso.

$$E_d \leq R_d \quad (3.13)$$

Onde,

E_d - Valor de dimensionamento para o efeito de uma ação;

R_d - Esforço resistente de cálculo.

Para a verificação da segurança ao Estado Limite Último, os valores de cálculo dos esforços atuantes devem ser calculados de acordo com os seguintes regulamentos de combinação:

- Combinação fundamental (Art.º 6.4.3.2 do EC0 [3]):

$$E_d = E \left\{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,1} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.14)$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,1}$$

- Combinação com ação sísmica (Art.º 6.4.3.4 do EC0 [3]):

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (3.15)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.5.2 ESTADO LIMITE UTILIZAÇÃO

Os Estados Limites de Utilização são definidos através das condições de durabilidade, ou seja, estão relacionados com a permanência na estrutura. Estes podem afetar o funcionamento da mesma, o aspeto da construção e o conforto das pessoas.

Segundo o EC2 [6], existem três estados limites de utilização correntes, a limitação de tensões, o controlo da fendilhação e o controlo da deformação.

O controlo da deformação para o projeto em estudo tem especial importância, visto que é a deformação das lajes que transmite as deformações para os elementos suportados, as alvenarias. No nosso caso de estudo, as deformações impostas às alvenarias serão totalmente limitadas e impostas pela deformação dos elementos de suporte, as lajes e vigas.

O critério de segurança só é cumprido se o esforço de cálculo, correspondente ao valor limite do critério de utilização for superior ao esforço atuante de cálculo.

$$E_d \leq C_d \quad (3.16)$$

Onde,

E_d - Valor de dimensionamento para o efeito de uma ação;

C_d - Esforço de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Segundo o EC0 [3], existem três tipos de combinações diferentes para a verificação da segurança ao Estado Limite de Utilização:

- Combinação característica (Art.º 6.5.3 (a) do EC0 [3]):

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.17)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinação frequente (Art.º 6.5.3 (b) do EC0 [3]):

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.18)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinação quase-permanente (Art.º 6.5.3 (c) do EC0 [3]):

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (3.19)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Onde,

E_d - Valor de dimensionamento para o efeito de uma ação;

$G_{k,j}$ - Valor característico de uma ação permanente j ;

$Q_{k,i}$ - Valor característico de uma ação variável i ;

$Q_{k,1}$ - Valor característico de uma ação variável base;

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial para as ações permanentes j ;

$\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial para as ações variáveis i ;

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial relativo à ação variável base;

γ_p - Coeficiente parcial relativo à ação de pré-esforço;

$\psi_{0,i}$ - Coeficiente de combinação para as ações variáveis i ;

$\psi_{1,i}$ - Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis i ;

$\psi_{2,i}$ - Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis i ;

A_{Ed} - Valor de cálculo para a ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ak}$);

γ_I - Coeficiente de importância;

A_{Ek} - Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência;

" + " - Significa "a combinar com";

Σ - Significa "o efeito combinado de".

3.5.3 COEFICIENTES PARCIAIS

Os coeficientes parciais γ_k são quantificados de acordo com o Quadro 3.14.

Quadro 3.14 - Coeficientes parciais γ_k (Tabela A1.2 (B) do EC0 [3])

	γ_g	γ_q
Ação favorável	1.00	0
Ação desfavorável	1.35	1.50

CAPÍTULO 4

AÇÃO SÍSMICA

4.1 ANÁLISE SÍSMICA DE ACORDO COM RSA [10]

O RSA [10] é um regulamento que entrou em vigor em Portugal, em 1983. No presente trabalho os efeitos da ação sísmica na estrutura foram determinados através de uma análise dinâmica baseada nos espectros de resposta do RSA [10].

Para a definição dos efeitos da ação sísmica foram considerados os seguintes fatores:

4.1.1 ZONAMENTO DO TERRITÓRIO

Segundo o Artigo 28º, Anexo VII do RSA [10], Portugal está dividido em quatro zonas sísmicas distintas. O edifício em estudo localiza-se em Belmonte, pertencendo assim à zona sísmica C, como é apresentado na Figura 4.1.

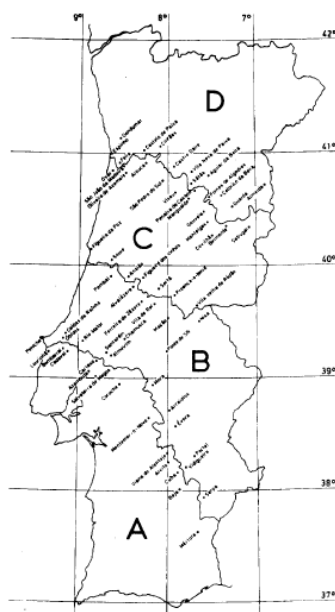


Figura 4.1 - Mapa de zonas sísmicas do território continental (Fig. III-1, Anexo III do RSA [10])

4.1.2 QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO DO SISMO

- Coeficiente de sismicidade

O coeficiente de sismicidade, depende da zona sísmica onde se localiza o edifício, logo existem três tipos de coeficientes de sismicidade. O coeficiente para a zona sísmica C é de 0.5, como é indicado no Quadro 1, Artigo 29º do RSA [10].

- Natureza do terreno

O RSA [10], no Artigo 29º, define três tipos de natureza do terreno. O terreno onde se irá implantar o edifício é um terreno tipo II, solos coerentes muito duros, duros e de consistência média/solos incoerentes compactos.

- Coeficiente de amortecimento

Tratando-se de um edifício em betão armado, admite-se um coeficiente de amortecimento de 5%.

- Coeficiente de comportamento

Relativamente ao Artigo 33º do REBAP [9], este destaca três diferentes tipos de estruturas com ductilidade normal ou melhorada: estrutura em pórtico, em parede e mista (pórtico-parede), às quais estão associados os respetivos coeficientes de comportamento. O coeficiente de comportamento utilizado foi 2.5, tal como estabelecido no REBAP [9] para estruturas em pórtico com ductilidade normal.

4.2 ANÁLISE SÍSMICA DE ACORDO COM EC 8 [7]

De modo a definir a ação sísmica, é necessário recorrer ao EC8 [7], visto que este alcança todos os aspetos relativos a este tipo de ação e todos os requisitos com vista à segurança das estruturas quando sujeitas a esta ação. Conforme a norma, define-se como ação sísmica o movimento sísmico à superfície do terreno que pode ser representado por um espectro de resposta elástica de aceleração à superfície do terreno, nomeado por “*espectro de resposta elástica*”.

Devido à complexidade do processo de definição da ação sísmica, quando comparado com a definição das outras ações, é importante referir primeiramente quais os requisitos que uma estrutura deve cumprir.

4.2.1 REQUISITOS FUNDAMENTAIS DE DESEMPENHO DE UMA ESTRUTURA

Os requisitos colocados pelo EC8 [7] para o dimensionamento de estruturas sujeitas a ações sísmicas têm a finalidade de assegurar que as vidas humanas dos utentes do edifício estejam protegidas, que os danos sejam limitados e ainda que estruturas importantes para a proteção civil permanecem operacionais. Para tal as estruturas devem assegurar os requisitos fundamentais propostos no Art.º 2.1(1)P [7].

- Requisito de não ocorrência de colapso

Este requisito associa-se ao Estado Limite Último, que tem por objetivo assegurar que o sistema estrutural tenha a resistência e capacidade de dissipação de energia necessária para a verificação da segurança.

- Requisito de limitação de danos

Este requisito está associado ao Estado Limite de Serviço, que proporciona um adequado grau de fiabilidade em relação a danos inaceitáveis numa estrutura.

4.2.2 ZONEAMENTO E TIPOS DE AÇÕES SÍSMICAS

Em Portugal, a sismicidade está associada à falha que separa a Placa Euro-Asiática da Placa Africana. Vários estudos assumem que o território nacional se encontra numa zona de sismicidade moderada e que existem duas zonas de geração de sismos capazes de produzir sismos de características distintas como descritas no Art.º 4.2 b) do Anexo Nacional do EC8 [7].

- Ação sísmica Tipo 1 (sismo afastado);
- Ação sísmica Tipo 2 (sismo próximo).

A ação sísmica do Tipo 1 corresponde a sismos com epicentros localizados na zona do banco do Gorringe, de elevada magnitude, caracterizados pela concentração de energia nas bandas das baixas e médias frequências e com durações elevadas, enquanto que a ação sísmica do Tipo 2 corresponde a sismos com distâncias epicentrais baixas, de média magnitude, pequena duração e com concentração de energia nas bandas das elevadas frequências.

Estas duas ações devem ser consideradas de forma separada no cálculo da estrutura, mas nenhuma deve ser negligenciada, pois a estrutura como tem várias frequências próprias, associadas aos seus modos de vibração, desconhece-se qual das duas irá ser mais desfavorável.

O território nacional foi delimitado geograficamente em função da natureza e intensidade sísmica de cada região. Cada zona tem um valor correspondente de aceleração máxima de referência dependendo do zonamento sísmico onde se situa o edifício em estudo. Apresenta-se em seguida na Figura 4.2 a delimitação de Portugal Continental, definida no Art.º 3.2.1(2) do Anexo Nacional do EC8 [7], para os dois tipos de ação considerados.

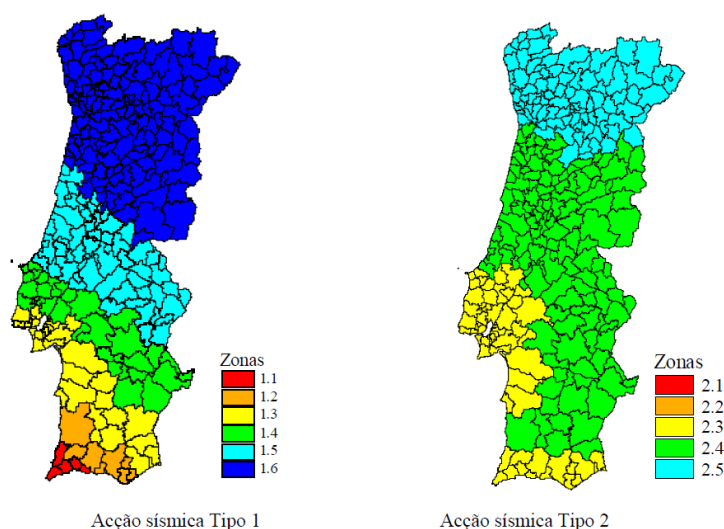


Figura 4.2 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (Anexo Nacional do EC8 [7])

O edifício em estudo situa-se em Belmonte e através da Figura 4.2 podemos verificar que o edifício se encontra, para a ação sísmica Tipo 1 na zona 1.6 e na zona 2.4 para a ação sísmica do Tipo 2.

Quadro 4.1 - Valores da aceleração máxima de referência a_{gR} [m/s^2] nas várias zonas sísmicas (Quadro NA.I do Anexo Nacional do EC8 [7])

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmicas	a_{gR} [m/s^2]	Zona Sísmicas	a_{gR} [m/s^2]
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Segundo o Quadro 4.1 a aceleração máxima de referência para a zona sísmica Tipo 1 toma o valor de $0.35 m/s^2$ e para a zona sísmica Tipo 2 toma o valor de $1.1 m/s^2$.

4.2.3 TIPOS DE TERRENO

Uma vez definido o zoneamento sísmico de um edifício, a classificação do tipo de terreno onde irá ser construída a estrutura é definida de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, se disponível ou, caso contrário, segundo o valor de $NSPT$. Não possuindo o relatório geotécnico do tipo de terreno onde a estrutura vai ser implantada, como foi referido no capítulo “3.3. CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS”, foi admitido que o terreno se assemelha à descrição do perfil estratigráfico do tipo C do Quadro 3.1, Art.º 3.1.2(1) do EC8 [7]. Foi assim considerado que o terreno se equipara a “depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros”.

4.2.4 CLASSES E COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA

O conceito de classe de importância pretende classificar os edifícios em função com a sua importância para a segurança pública e proteção civil, no caso da ocorrência de um sismo. Existem quatro diferentes classes de importância definidas no Art.º 4.2.5(4) do EC8 [7].

Quadro 4.2 - Classes de importância para os edifícios (Quadro 4.3 do EC8 [7])

Classe de Importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao seu colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Através do Quadro 4.2, podemos concluir que o projeto em estudo é de classe de importância II, visto que se trata de um edifício para habitação.

Os valores atribuídos ao coeficiente de importância encontram-se definidos no Anexo Nacional, Art.º NA-4.2.5(5)P do EC8 [7]. No Quadro 4.3 são representados os respetivos valores dos coeficientes a adotar em Portugal Continental.

Quadro 4.3 - Coeficientes de importância γ_I (Quadro NA.II, Anexo Nacional do EC8 [7])

Classe de Importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0.65	0.75	0.85
II	1.00	1.00	1.00
III	1.45	1.25	1.15
IV	1.95	1.50	1.30

O coeficiente de importância para a classe definida anteriormente é de 1.00, para ambos os tipos de ação sísmica.

4.2.5 COMPONENTE HORIZONTAL DA AÇÃO SÍSMICA

O método de referência para o tratamento da ação sísmica usado no EC8 [7] é a análise modal por espectro de resposta, usando um modelo elástico linear para a simulação da estrutura e o espectro de cálculo definido no Art.º 3.2.2.5 do mesmo regulamento [7].

Quando solicitado por uma ação sísmica, o espectro de resposta representa de forma gráfica os valores máximos da resposta de um determinado conjunto de osciladores de um grau de liberdade, sendo que cada oscilador possui uma determinada frequência natural distinta dos outros.

Na Figura 4.3 é representado o espectro de cálculo horizontal para estruturas com coeficiente de amortecimento de 5%, valor aproximado para estruturas de betão armado e as respetivas expressões associadas ao seu cálculo no Art.º 3.2.2.5(4)P do EC8 [7].

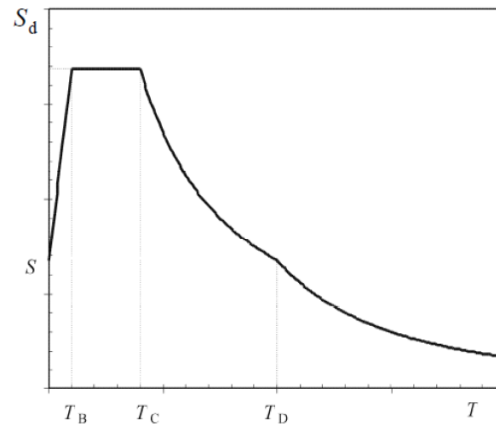


Figura 4.3 - Forma do espectro de cálculo horizontal para estruturas com $\xi = 5\%$ (Figura do EC8 [7])

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (4.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq B \cdot a_g \end{cases} \quad (4.3)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \quad \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq B \cdot a_g \end{array} \right. \quad (4.4)$$

Onde,

$S_d(T)$ - Espectro de cálculo [s];

T - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade [s];

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno, [m/s²] ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

T_B - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante [s] (NA - 3.2.2.2(2)P do EC8 [7]);

T_C - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante [s] (NA - 3.2.2.2(2)P do EC8 [7]);

T_D - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante [s] (NA - 3.2.2.2(2)P do EC8 [7]);

S - Coeficiente de solo (NA - 3.2.2.2(2)P do EC8 [7]);

q - Coeficiente de comportamento;

B - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (valor recomendado é 0.2).

O valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno é calculado como referido anteriormente através da expressão (4.5).

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (4.5)$$

Onde,

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno, [m/s²];

γ_I - Coeficiente de importância (NA - 4.2.5(5)P do EC8 [7]);

a_{gR} - Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno, [m/s²] (NA - 4.2.5(5)P do EC8 [7]).

A aceleração à superfície do terreno toma o valor da aceleração máxima de referência para ambos os tipos de ação sísmica, visto que o coeficiente de importância toma o valor unitário como referido em “4.2.4 CLASSES E COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA”.

Para a definição dos espectros de resposta elásticos em Portugal, de acordo com o Anexo Nacional NA e o Art.º NA - 3.2.2.2(2)P do EC8 [7] o valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

$$\text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{\text{máx}} \quad (4.6)$$

$$\text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}}-1}{3} (a_g - 1) \quad (4.7)$$

$$\text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1.0 \quad (4.8)$$

Onde,

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno, [m/s²];

S - Coeficiente de solo (NA - 3.2.2.2(2)P do EC8 [7]);

$S_{\text{máx}}$ - Parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA - 3.2 e NA - 3.3 do EC8 [7].

Para a definição dos espectros de resposta elásticos da Ação Sísmica Tipo 1 devem adotar-se os valores do Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1 (Quadro NA - 3.2 do EC8 [7])

Tipo de Terreno	$S_{\text{máx}}$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1.0	0.1	0.6	2.0
B	1.35	0.1	0.6	2.0
C	1.6	0.1	0.6	2.0
D	2.0	0.1	0.8	2.0
E	1.8	0.1	0.6	2.0

Para a definição dos espectros de resposta elásticos da Ação Sísmica Tipo 2 devem adotar-se os valores do Quadro 4.5.

Quadro 4.5 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 2 (Quadro NA - 3.3, Anexo Nacional do EC8 [7])

Tipo de Terreno	$S_{\text{máx}}$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1.0	0.1	0.25	2.0
B	1.35	0.1	0.25	2.0
C	1.6	0.1	0.25	2.0
D	2.0	0.1	0.3	2.0
E	1.8	0.1	0.25	2.0

4.2.6 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Para a definição da ação sísmica horizontal, é preciso determinar o coeficiente de comportamento, que é utilizado para a definição do espectro de resposta de cálculo. Este coeficiente é utilizado no EC8 [7] como forma de reduzir as forças obtidas na análise linear, para ter em conta a resposta não linear da estrutura, estando estes relacionados com:

- Classe de ductilidade escolhida;
- Tipo de sistema estrutural;
- Regularidade em altura.

Segundo o Art.º 5.2.2.2(1)P [7], o coeficiente de comportamento a utilizar para a definição do espectro de resposta de cálculo para ter em conta a capacidade de dissipação de energia nas estruturas de betão armado, deverá ser determinado para cada direção de cálculo pela expressão (4.9).

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \quad (4.9)$$

Onde,

q - Coeficiente de comportamento;

q_0 - Valor básico do coeficiente de comportamento, dependendo do tipo de sistema estrutural, classe de ductilidade e da regularidade em altura da estrutura;

k_w - Coeficiente que tem em consideração o modo de rotura predominante dos sistemas estruturais de paredes.

Os valores básicos de q_0 para os vários tipos de estruturas são apresentados no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura (Quadro 5.1, Art.º 5.2.2.2(2) do EC8 [7])

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4.5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistemas de paredes não acopladas	3.0	$4.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2.0	3.0
Sistema de pêndulo invertido	1.5	2.0

Como se pode observar, a classe de ductilidade baixa (DCL) não consta no quadro enunciado no EC8 [7], isso porque o coeficiente de comportamento a adotar em estruturas de betão armado classificadas como tal, não depende do sistema estrutural nem da regularidade. Na classe DCL, recomendada apenas nos casos de baixa sismicidade, nas quais não ocorre atividade sísmica grande relevância. As estruturas classificadas nesta classe deverão responder predominantemente em “regime elástico”, uma vez que a sua baixa ductilidade não permite tirar partido do comportamento após cedência das armaduras. Como tal, a resistência às ações depende quase totalmente da resistência dos elementos estruturais e não da sua capacidade de dissipação de energia. Para estruturas de betão armado o coeficiente de comportamento deverá ser $q = 1.5$ a 2 e para estruturas metálicas ou mistas de $q = 2$.

A classe de ductilidade média (DCM) corresponde a estruturas para as quais o seu projeto, dimensionamento e pormenorização está de acordo com as disposições do projeto de resistência aos sismos, possibilitando que a resposta da estrutura se desenvolva em regime não elástico sem a ocorrência de roturas frágeis.

Por fim, a classe de ductilidade alta (DCH) caracteriza estruturas projetadas, dimensionadas e pormenorizadas com critérios que garantem elevados níveis de plasticidade. Os elementos das estruturas desta classe seguem, portanto, prescrições mais precisas e rigorosas que os da classe anterior, apresentando coeficientes de comportamento muito superiores a estas.

Visto que a estrutura é considerada de DCM (classe de ductilidade média) e classificado como sendo um sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas, o coeficiente de comportamento base, segundo o Art.º 5.2.2.2(4) do EC8 [7]) é dado pela expressão (4.10).

$$3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \quad (4.10)$$

Onde,

α_u - Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficientes para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;

α_1 - Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo.

Em relação ao quociente α_u / α_1 , o EC8 [7] propõe a utilização de valores aproximados para edifícios regulares em planta. A alínea a) do Art.º 5.2.2.2(5) do EC8 [7] é referente aos sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos, onde o edifício em estudo se insere em “edifício de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos” tomando o valor de 1.3.

Relativamente ao valor do coeficiente k_w , referente ao modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, deve ser considerado, segundo o Art.º 5.2.2.2 (11)P do EC8 [7], para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos $k_w = 1$.

Após definir todos os parâmetros necessários para calcular o coeficiente de comportamento e com as expressões (4.10) e (4.9), obtemos:

$$q_0 = 3.0 \cdot 1.3 = 3.9$$

$$q = 3.9 \cdot 1 = 3.9 \geq 1.5$$

Através das tabelas enunciadas anteriormente e do Anexo Nacional presente no EC8 [7], podem-se sintetizar os parâmetros mais relevantes para a definição do espectro de resposta de dimensionamento para a estrutura em estudo. No Quadro 4.7 e na Figura 4.4 apresentam-se os valores que definem o espectro de cada ação sísmica e o gráfico referente a cada tipo, respetivamente.

Quadro 4.7 - Resumo dos valores que definem o espectro de resposta horizontal

Ação Sísmica	a_{gR} [m/s ²]	a_g [m/s ²]	$S_{m\acute{a}x}$	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	q
Tipo 1.6	0.35	0.35	1.6	1.6	0.1	0.6	2.0	3.9
Tipo 2.4	1.1	1.1	1.6	1.58	0.1	0.25	2.0	

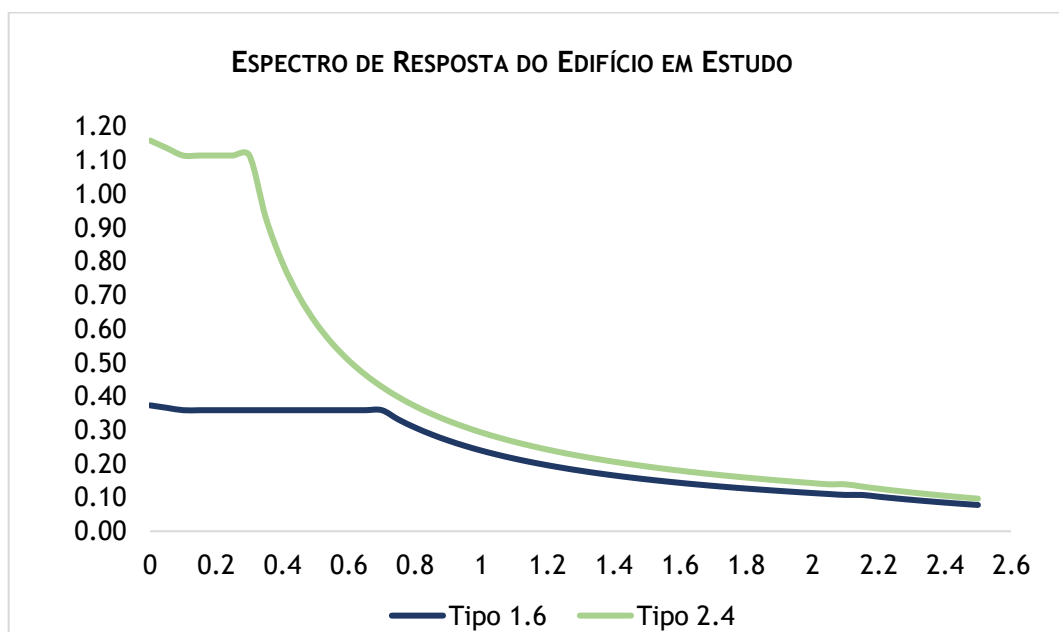


Figura 4.4 - Espectro de resposta do edifício em estudo

4.2.7 COMPONENTE VERTICAL DA AÇÃO SÍSMICA

Na análise sísmica é necessário considerar a componente vertical do sismo, caso a aceleração à superfície do terreno a_{vg} seja superior a 0.25 g (2.5 m/s^2) como indica o Art.º 4.3.3.5.2 do EC8 [7].

O edifício situa-se em Belmonte, pelo que o valor da aceleração máxima de referência a_{gR} é de 0.35 m/s^2 para a ação do Tipo 1.6 e de 1.1 m/s^2 para a ação do Tipo 2.4, com um coeficiente de importância γ_I de 1.00, com foi referido anteriormente.

No quadro seguinte são apresentados os valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais segundo o Quadro 4.8.

Quadro 4.8 - Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais (Quadro NA - 3.4, Anexo Nacional do EC8 [7])

Ação Sísmica	a_{vg}/a_g	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Tipo 1	0.75	0.05	0.25	1.0
Tipo 2	0.95	0.05	0.15	1.0

Quadro 4.9 - Resumo dos valores que definem o espectro de resposta vertical

Ação Sísmica	a_g [m/s^2]	a_{vg} [m/s^2]
Tipo 1.6	0.35	0.2625
Tipo 2.4	1.1	1.045

Pelo Quadro 4.9, conclui-se que não é necessário ter em conta a componente vertical da ação sísmica para a estrutura em estudo.

4.3 COMPARAÇÃO ENTRE A AÇÃO SÍSMICA DE ACORDO COM O RSA [10] E COM O EC8 [7]

A ação sísmica, em Portugal tem duas regulamentações vigentes, então achou-se por bem fazer a comparação entre ambas, sendo assim, no presente subcapítulo apresenta-se uma breve comparação dos resultados obtidos.

Como foi descrito anteriormente, o EC8 [7] apresenta uma abordagem mais minuciosa tanto na caracterização dos parâmetros como no dimensionamento do edifício, quando comparado com o RSA [10].

Desta forma, com o auxílio do programa de cálculo automático, TRICALC, procurou-se avaliar, de uma forma expedita, as diferenças entre a estrutura dimensionada com base no RSA [10] e no EC8 [7].

Seguidamente, no Quadro 4.10 apresentam-se os quatros primeiros modos de vibração segundo o RSA [10], para o sismo Tipo 1 e para o sismo Tipo 2. Já no Quadro 4.11 e no Quadro 4.12 apresentam-se igualmente os primeiros quatros modos de vibração calculados segundo o EC8 [7], para o sismo Tipo 1 e para o sismo Tipo 2, respetivamente. Os restantes modos de vibração encontram-se no ANEXO III. O programa de cálculo automático, TRICALC, permite calcular a estrutura considerando o sismo Tipo 1 e sismo Tipo 2 em conjunto dando a envolvente dos resultados quando o código base é o RSA [10], no entanto quando se escolhe uma abordagem de acordo com o EC8 [7], é necessário considerar o sismo do Tipo 1 e do Tipo 2 separadamente, calculado em dois modelos idênticos, em que a única variação é ação sísmica.

Quadro 4.10 - Modos de vibração da Ação Sísmica pelo RSA [10]

Modo		ω [rad/s]	T[s]	f[Hz]	Elástica		De cálculo		M.Ef[%]	Som.M [%]
					a1[m/s ²]	a2[m/s ²]	a1[m/s ²]	a2[m/s ²]		
1	X	9.449	0.665	1.504	0.985	1.140	0.394	0.456	27.224	27.224
	Z				0.985	1.140	0.394	0.456	25.775	25.775
2	X	19.883	0.316	3.164	1.702	1.140	0.681	0.456	45.888	73.112
	Z				1.702	1.140	0.681	0.456	24.224	49.999
3	X	28.307	0.222	4.505	1.947	1.140	0.779	0.456	1.386	74.499
	Z				1.947	1.140	0.779	0.456	0.001	50.000
4	X	35.385	0.178	5.632	2.000	1.140	0.800	0.456	5.602	80.100
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	31.405	81.405

Quadro 4.11 - Modos de vibração da Ação Sísmica pelo EC8 [7] - Tipo 1. Grau de Sismicidade: muito baixo

Modo		ω [rad/s]	T[s]	f[Hz]	a1[m/s ²]	a1[m/s ²]	M.Ef[%]	Som.M[%]
					Elástica	De cálculo		
1	X	9.877	0.636	1.572	1.064	0.273	28.476	28.476
	Z				1.064	0.273	24.686	24.686
2	X	20.336	0.309	3.236	1.128	0.289	44.073	72.549
	Z				1.128	0.289	25.694	50.380
3	X	29.775	0.211	4.739	1.128	0.289	1.421	73.970
	Z				1.128	0.289	0.136	50.517
4	X	35.923	0.175	5.717	1.043	0.291	6.310	80.280
	Z				1.043	0.291	30.564	81.081

Quadro 4.12 - Modos de vibração da Ação Sísmica pelo EC8 [7] - Tipo 2. Grau de Sismicidade: alto

Modo		ω [rad/s]	T[s]	f[Hz]	a2[m/s ²]	a2[m/s ²]	M.Ef[%]	Som.M[%]
					Elástica	De cálculo		
1	X	9.877	0.636	1.572	1.590	0.408	28.476	28.476
	Z				1.590	0.408	24.686	24.686
2	X	20.336	0.309	3.236	3.273	0.839	44.073	72.549
	Z				3.273	0.839	25.694	50.380
3	X	29.775	0.211	4.739	4.045	1.037	1.421	73.970
	Z				4.045	1.037	0.136	50.517
4	X	35.923	0.175	5.717	4.045	1.037	6.310	80.280
	Z				4.045	1.037	30.564	81.081

Nos quadros são representados os quatro primeiros modos de vibração, na direção X e Z, a frequência angular (ω [rad/s]), o período (T[s]), a frequência (f[Hz]), a aceleração elástica e a aceleração de cálculo para cada Tipo de sismo, (a_1 [m/s²] para sismo Tipo 1 e a_2 [m/s²] para sismo Tipo 2) e as massas participantes em cada modo para a direção X e Z (M.Ef[%]).

As frequências angulares tomam valores mais baixos pelo RSA [10] em relação ao EC8 [7], logo as frequências pelo EC8 [7] são ligeiramente mais elevadas.

Segundo o RSA [10] é no modo 2, na direção X que existe uma maior percentagem de massa participante, e na direção Z é no modo 1, havendo uma pequena diferença de 2%. Pelo EC8 [7], no sismo Tipo 1 e no sismo Tipo 2, a maior massa participante ocorre no modo de vibração 2 para ambas as direções.

São representadas, na Figura 4.5 à Figura 4.7 a estrutura modelada no programa de cálculo automático segundo a regulamentação vigente.

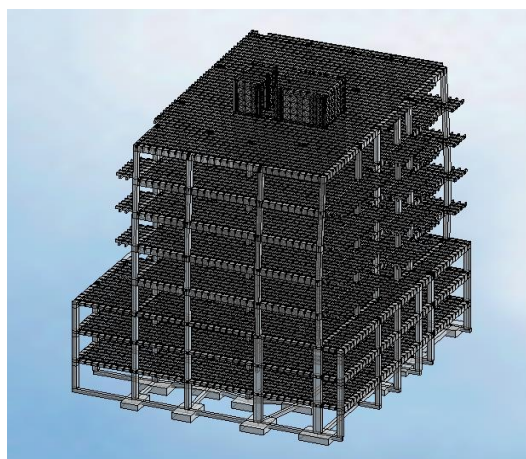


Figura 4.5 - Modelação da estrutura segundo o RSA [10]

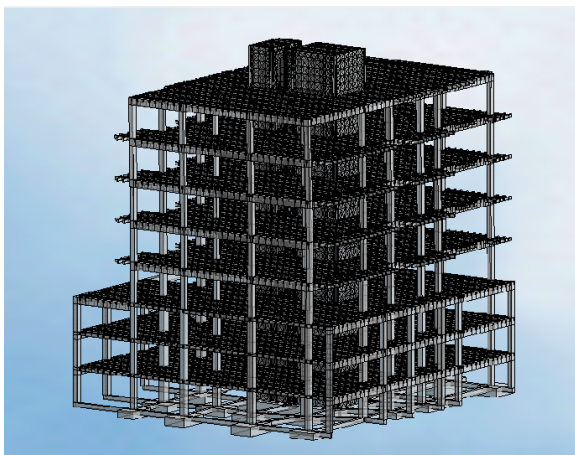


Figura 4.6 - Modelação da estrutura segundo ação sísmica Tipo 1 do EC8 [7]

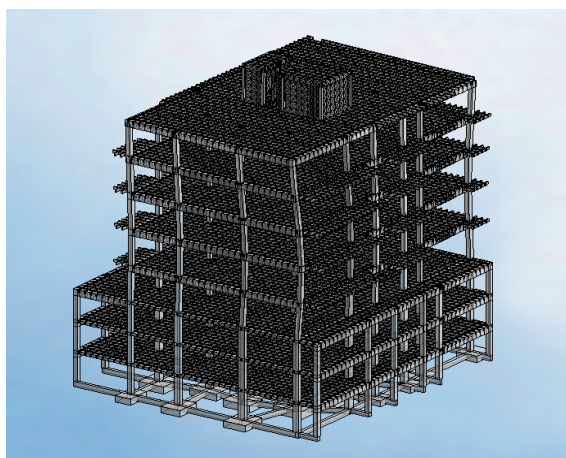


Figura 4.7 - Modelação da estrutura segundo ação sísmica Tipo 2 do EC8 [7]

Após a modelação segundo a diferente regulamentação, comprovou-se que existiam secções que embora cumprissem os requisitos de dimensionamento necessário considerando o preconizado no RSA [10] no entanto, não o verificavam quando a análise era efetuada pelo EC8 [7].

Seguidamente, apresenta-se a Figura 4.8, onde se verificam as diferenças nas secções dos pilares (P118, P131 e P137) segundo a variada regulamentação, a amarelo pelo RSA [10] e a cinza pelo EC8 [7].

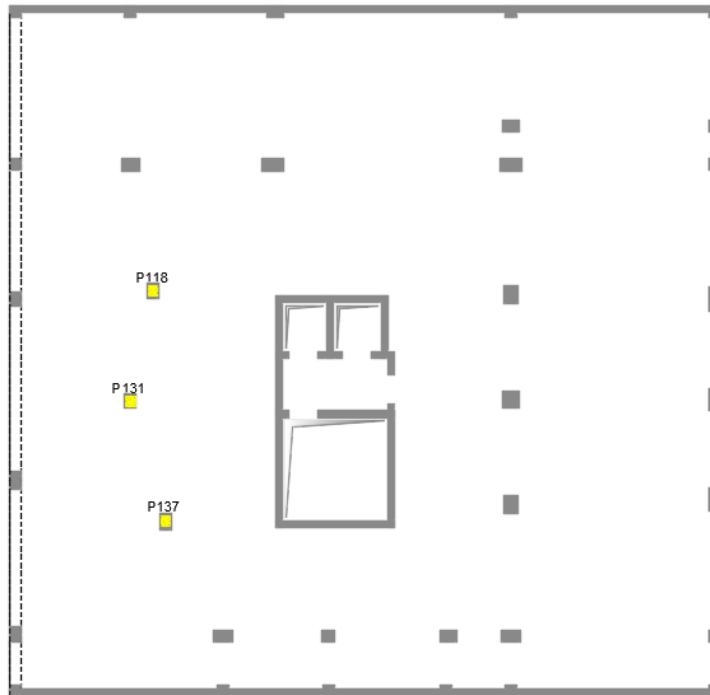


Figura 4.8 - Plano -480 segundo RSA [10] e EC8 [7] para os P118, P131 e P137

No Quadro 4.13 é descrito as secções dos pilares P118, P131 e P137 do plano -480 referentes ao RSA [10] e ao EC8 [7].

Quadro 4.13 - Secções de pilares do plano -480

PLANO -480	RSA [10]	EC8 [7]
P118	30x30	45x35
P131	30x30	45x35
P137	30x30	50x35

Como já foi referido anteriormente as diferenças apresentadas para as secções dos pilares devem-se ao facto do EC8 [7] assentar, aparentemente, numa filosofia mais minuciosa. Além destes fatores, vale a pena outro aspecto condicionante à variação de resultados entre os dois regulamentos. Com os avanços da comunidade técnica e científica ao longo dos anos, novas condicionantes tiveram que ter tida em conta para aprimorar o cálculo estrutural dos elementos. Este é o caso do EC8 [7] que, publicado em 1998 apresenta considerações mais realistas comparativamente ao RSA [10], publicado em 1983.

O dimensionamento final da estrutura foi calculado e apresentado segundo EC8 [7].

CAPÍTULO 5

DIMENSIONAMENTO

5.1 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE ESCADAS

O pré-dimensionamento e o dimensionamento da laje de escadas estão sujeitos apenas à regulamentação imposta no EC2 [6], tal como a laje de pavimento.

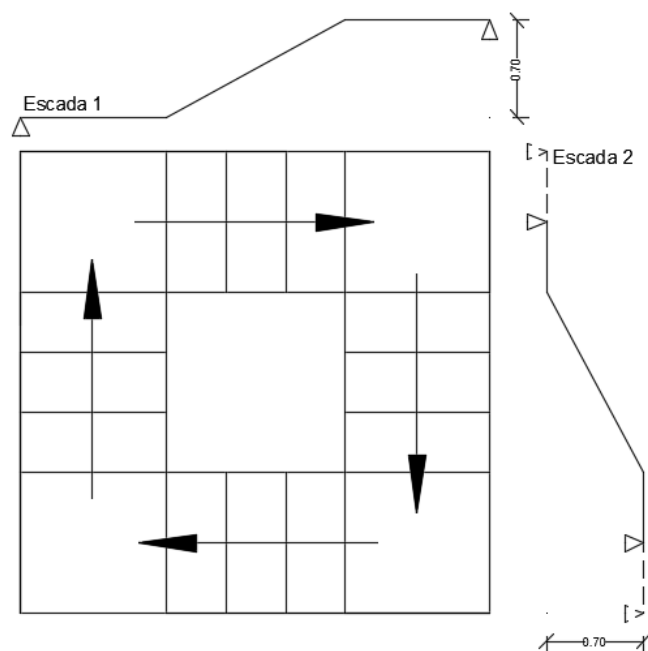


Figura 5.1 - Planta simplificada das escadas

1. Modelo de cálculo

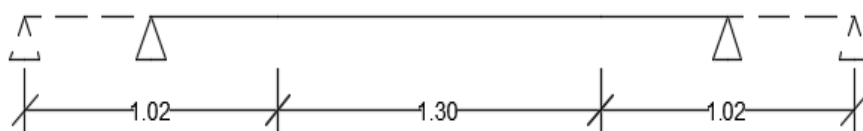


Figura 5.2 - Modelo de cálculo da escada 2 do piso habitacional

2. Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento da altura da secção não foi calculado, adotando uma altura para a laje de escadas igual à altura da laje de pavimento.

Altura de secção: $h = 20 \text{ cm}$

3. Ações Estimadas para a Laje de Escadas

Cargas Permanentes

Peso próprio da laje: $\gamma_{\text{betão}} \cdot \text{espessura}$

$$25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.20 \text{ m} = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

Peso próprio dos degraus: $\gamma_{\text{betão}} \cdot \frac{h_{\text{degraus}}}{2}$

$$25 \text{ kN/m}^3 \cdot \frac{0.175 \text{ m}}{2} = 2.19 \text{ kN/m}^2$$

Peso próprio de laje inclinada: $\frac{\gamma_{\text{betão}} \cdot h}{\cot(\alpha)} + \gamma_{\text{betão}} \cdot \frac{h_{\text{degraus}}}{2}$

$$\frac{25 \cdot 0.20}{\cot(32^\circ)} + 25 \cdot \frac{0.175}{2} = 8.08 \text{ kN/m}^2$$

Peso próprio do revestimento: revestimento

$$1.5 \text{ kN/m}^2$$

Cargas Variáveis

Sobrecarga da laje: sobrecarga no pavimento

$$2.0 \text{ kN/m}^2$$

Onde,

$\gamma_{\text{betão}}$ - Peso volúmico do betão armado, [kN/m³];

h - Altura de uma secção transversal, [m];

h_{degraus} - Altura dos degraus, [m];

α - Ângulo entre laje inclinada e laje horizontal, [°].

Laje horizontal

$$\text{CP: } 1.35 \cdot (5.0 + 1.5) = 8.78 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{CV: } 1.50 \cdot 2 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Laje inclinada

$$\text{CP: } 1.35 \cdot (8.08 + 1.5) = 12.94 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{CV: } 1.50 \cdot 2 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Escada 2 do Piso Habitacional

Com o auxílio do programa “Ftool” foi colocado o modelo de cálculo com os carregamentos calculados anteriormente.

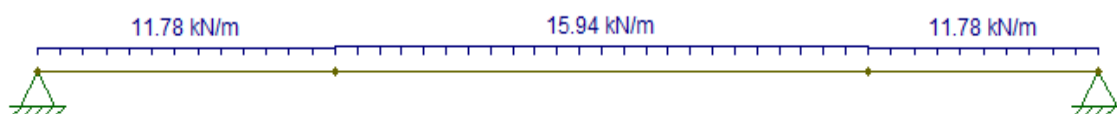


Figura 5.3 - Modelo de cálculo com o carregamento

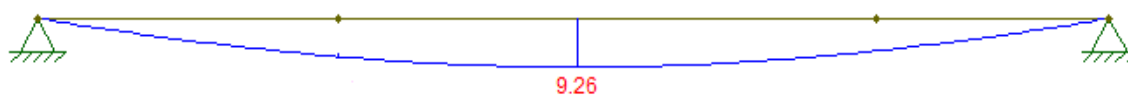


Figura 5.4 - Diagrama dos momentos fletores [kNm/m]

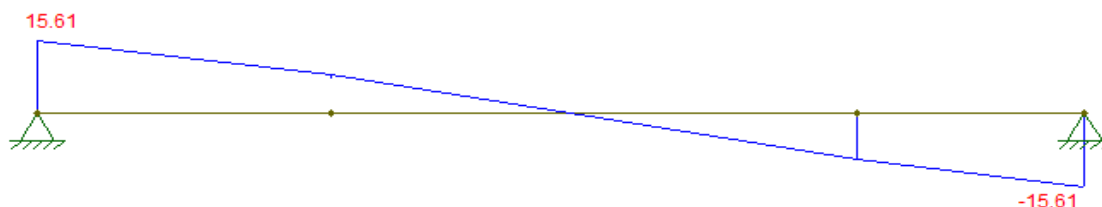


Figura 5.5 - Diagrama de esforço transverso [kN/m]

4. Verificação da Segurança ao ELU de Resistência à Flexão

i) Altura útil

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi_l}{2} \quad (5.1)$$

Onde,

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm];

h - Altura de uma secção transversal, [cm];

rec - Recobrimento nominal, (adotou-se igual às lajes de pavimento 2.5 cm), [cm];

ϕ_l - Diâmetro do varão longitudinal, [cm].

Hipótese: $\phi_l = \phi_{12}$

$$d = 20 - 2.5 - \frac{1.2}{2} \Leftrightarrow d = 16.9 \text{ cm}$$

ii) Armadura principal

Momento Fletor

$$M_{Ed}^+ = 9.26 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (5.2)$$

Onde,

μ - Momento fletor reduzido;

M_{Ed} - Valor de cálculo do momento fletor atuante, [kNm/m];

b - Largura total de uma secção transversal, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa].

$$\mu = \frac{9.26}{1.0 \cdot 0.169^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3} = 0.019$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad (5.3)$$

Onde,

ω - Percentagem mecânica de armadura;

μ - Momento fletor reduzido.

$$\omega = 0.019 \cdot (1 + 0.019) \Leftrightarrow \omega = 0.020$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (5.4)$$

Onde,

A_s - Área da armadura longitudinal de tração, [cm²/m];

ω - Percentagem mecânica de armadura;

b - Largura total de uma secção transversal, [cm];

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa];

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa].

$$A_s = 0.020 \cdot 1.0 \cdot 0.169 \cdot \frac{16.7}{348} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_s = 1.61 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s,ef} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} (\varnothing 12//20)$$

iii) Verificação da quantidade de armadura

Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d \quad (5.5)$$

Onde,

$A_{s,min}$ - Área mínima recomendada para a armadura longitudinal de tração, [cm²/m];

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples, [MPa];

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

b_t - Largura média da zona tracionada, [cm];

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm].

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{2.6}{400} \cdot 1.0 \cdot 0.169 \cdot 10^4 \geq 0.0013 \cdot 1.0 \cdot 0.169 \cdot 10^4 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow A_{s,min} = 2.86 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 2.20 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow A_{s,min} = 2.86 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s,ef} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura máxima

$$A_{s,máx} = 0.04 \cdot A_c \quad (5.6)$$

Onde,

$A_{s,máx}$ - Área máxima recomendada para a armadura longitudinal de tração ou de compressão, [cm²/m];

A_c - Área da secção, [cm²].

$$A_{s,máx} = 0.04 \cdot (1.0 \cdot 0.20) \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_{s,máx} = 80 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,ef}$$

iv) Verificação do espaçamento máximo de varões

$$s_{máx} = 2 \cdot h \quad (5.7)$$

Onde,

$s_{máx}$ - Espaçamento máximo dos varões, [cm];

h - Altura de uma secção transversal, [cm].

$$s_{máx} = 2 \cdot 20 \Leftrightarrow s_{máx} = 40 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow s_{máx} = 25 \text{ cm} \geq s_{ef}$$

5. Verificação da Segurança ao ELU de Resistência ao Esforço Transverso

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{1/2} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (5.8)$$

Onde,

$V_{Rd,c}$ - Valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso, [kN/m];

$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$ em que o valor do coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, γ_c , é igual a 1.5;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ em mm};$$

ρ_l - Taxa de armadura de tração necessária;

f_{ck} - Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, [MPa];

A_{sl} - Área de armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para além da secção considerada, [cm²/m];

σ_{cp} - Tensão média atuante no betão: $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 \cdot f_{cd}$, [MPa];

N_{Ed} - Valor do esforço normal atuante para a combinação de ações utilizada (compressão com sinal positivo), [kN];

A_c - Área da secção transversal de betão, [cm²];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa];

b_w - Menor largura da secção transversal na área tracionada, [cm];

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm].

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{169}} = 2.09 \leq 2.0 \Rightarrow k = 2.0$$

$$\rho_l = \frac{5.65 \cdot 10^{-4}}{1.0 \cdot 0.169} = 0.0033 \leq 0.02$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 2.0 \cdot (100 \cdot 0.0033 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1.0 \cdot 0.169 \cdot 10^3$$

$$\geq \left(0.035 \cdot 2.0^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} \right) \cdot 1.0 \cdot 0.169 \cdot 10^3$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,c} = 82.31 \text{ kN/m} \geq 83.65 \text{ kN/m} \Rightarrow V_{Rd,c} = 83.65 \text{ kN/m} \geq V_{Ed} = 15.61 \text{ kN/m}$$

6. Verificação da Segurança ao ELS

i) Controlo da fendilhação sem cálculo direto

Segundo o Artº 7.3.3(1) do EC2 [6] no caso de lajes de betão armado ou pré-esforçado de edifícios, solicitados à flexão sem tração axial significativa, não são necessárias medidas específicas para controlar a fendilhação quando a espessura total da laje não é superior a 200 mm.

ii) Controlo da deformação sem cálculo direto

Segundo o Artº 7.4.2(1)P do EC2 [6] não é necessário um cálculo explícito das flechas, uma vez que nos casos correntes são suficiente regras simples, tais como a limitação da relação vão/altura, para evitar, em situações normais problemas de flecha.

7. Armadura de Distribuição

$$A_{s,dist} = 0.20 \cdot A_{s,ef} \quad (5.9)$$

Onde,

$A_{s,dist}$ - Área de distribuição necessária, [cm²/m];

$A_{s,ef}$ - Área de armadura adotada, [cm²/m].

$$A_{s,dist} = 0.20 \cdot 5.65 \Leftrightarrow A_{s,dist} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,dist}^{\min} = \frac{0.10 \cdot b_w \cdot d}{100} \quad (5.10)$$

Onde,

$A_{s,dist}^{\min}$ - Área mínima de distribuição, [cm²/m];

b_w - Menor largura da secção transversal na área tracionada, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m].

$$A_{s,dist}^{\min} = \frac{0.10 \cdot 1.0 \cdot 0.169}{100} \Leftrightarrow A_{s,dist}^{\min} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s,dist} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,dist} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\emptyset 6 // 15) \rightarrow \text{Lance de escadas}$$

$$A_{s,dist} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\emptyset 10 // 20) \rightarrow \text{Patamar}$$

i) Espaçamento máximo entre varões

$$s_{\max} = 3 \cdot h \quad (5.11)$$

Onde,

s_{\max} - Espaçamento máximo dos varões, [cm];

h - Altura de uma secção transversal, [cm].

$$s_{\max} = 3 \cdot 20 \Leftrightarrow s_{\max} = 60 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow s_{\max} = 40 \text{ cm} \geq 2 \cdot s_{ef}$$

8. Cálculos Justificativos e Peças Desenhadas

Os cálculos das escadas dos Pisos de Estacionamento e dos Pisos Habitacionais encontram-se detalhadamente no ANEXO IV e as peças desenhadas no ANEXO V, Desenho nº 52 e Desenho nº 53, respetivamente.

5.2 DIMENSIONAMENTO DE LAJE DE PAVIMENTO MANUALMENTE

Uma laje define-se como um elemento estrutural laminar em que atuam cargas perpendiculares ao seu plano.

O pré-dimensionamento e o dimensionamento das lajes de pavimento estão sujeitos apenas à regulamentação imposta no EC2 [6].

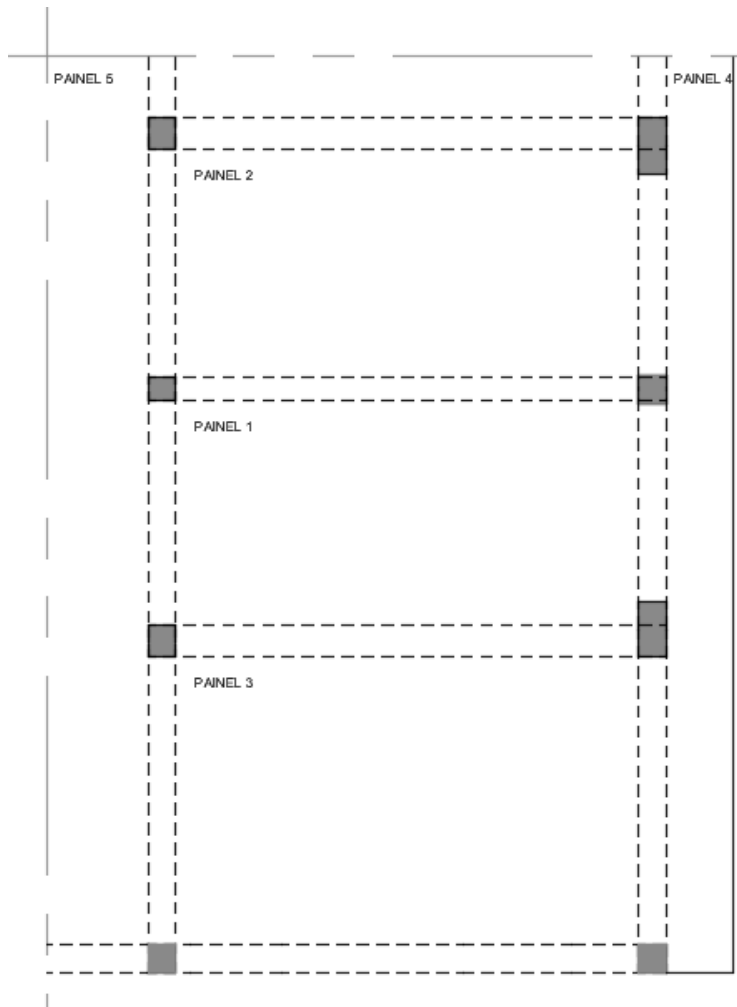


Figura 5.6 - Planta simplificada dos painéis de laje de pavimento

1. Modelo de Cálculo

Painel 1: $\frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{6.18}{3.18} = 1.94 < 2 \rightarrow$ laje armada em duas direções

Painel 2: $\frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{6.18}{3.22} = 1.92 < 2 \rightarrow$ laje armada em duas direções

Painel 3: $\frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{6.18}{4.00} = 1.55 < 2 \rightarrow$ laje armada em duas direções

Painel 4: $\frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{16.50}{1.03} = 16.02 > 2 \rightarrow$ laje armada em uma direção

Painel 5: laje armada em duas direções

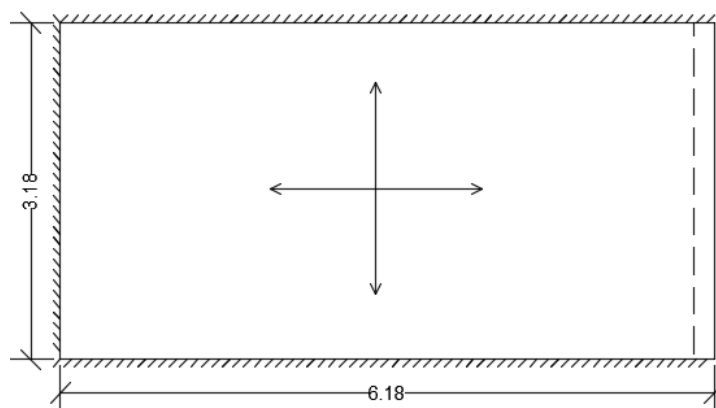


Figura 5.7 - Painel em estudo - Painel 1

No bordo do lado direito despreza-se a continuidade para a consola.

2. Pré-dimensionamento

Altura da secção

i) Regra empírica

$$h = \frac{l_{\min}}{30 \text{ a } 35} \quad (5.12)$$

Onde,

h - Altura de uma secção transversal, [m];

l_{\min} - Vão mínimo em planta do painel, [m].

$$h = \frac{3.18}{30 \text{ a } 35} \simeq 0.09 \text{ m a } 0.11 \text{ m}$$

ii) Verificação indireta da deformação

$\rho = 0.5 \%$ (Betão levemente solicitado) $\rightarrow 26$ (vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior) indicado no Quadro 7.4N do EC2 [6].

$$S400 \rightarrow \text{Fator de correções } \frac{310}{\sigma_s} \simeq \frac{500}{f_{yk} \cdot (A_{s,req}/A_{s,prov})} \simeq \frac{500}{400} \simeq 1.25 \quad (5.13)$$

Onde,

σ_s - Tensão de tração no aço a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para as ações de cálculo no ELS, [MPa];

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

$A_{s,req}$ - Área da secção de armaduras necessária na secção no ELU, [cm²];

$A_{s,prov}$ - Área da secção de armaduras existente na secção, [cm²].

$$\frac{l_{min}}{d} = 26 \cdot 1.25$$

$$\frac{3.18}{d} = 26 \cdot 1.25 \Leftrightarrow d \simeq 0.10 \text{ m}$$

Onde,

l_{min} - Vão mínimo em planta do painel, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m].

Altura de secção: $h = 20 \text{ cm}$

3. Ações Estimadas para a Viga

Cargas Permanentes

Peso próprio da laje: $\gamma_{betão} \cdot \text{espessura}$

$$25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.20 \text{ m} = 5 \text{ kN/m}^2$$

Peso próprio do revestimento: revestimento

$$1.5 \text{ kN/m}^2$$

Peso próprio das paredes divisórias: paredes divisórias

$$1.87 \text{ kN/m}^2$$

Cargas Variáveis

Sobrecarga da laje: sobrecarga no pavimento

$$2.0 \text{ kN/m}^2$$

sobrecarga na varanda

$$4.0 \text{ kN/m}^2$$

Onde,

$\gamma_{betão}$ - Peso volúmico do betão armado, [kN/m³].

4. Cálculo dos Esforço de Dimensionamento (Tabela de Barês e Método de Marcus)

Esforços elásticos

Momento positivo: Pannel 1

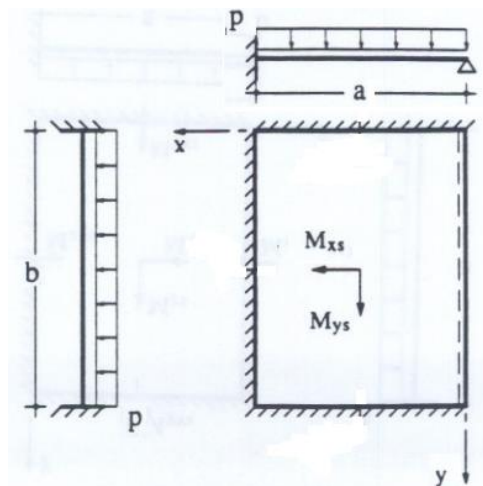


Figura 5.8 - Esquema do painel segundo as tabelas de Barês

$$a = 6.18 \text{ m}; b = 3.18 \text{ m}; \gamma = \frac{a}{b} = 1.94$$

$$q_{Ed1} = \gamma_g \cdot CP + \gamma_q \cdot \frac{CV}{2} \Leftrightarrow q_{Ed1} = 1.35 \cdot 8.37 + 1.5 \cdot \frac{2.0}{2} \Leftrightarrow q_{Ed1} = 12.80 \text{ kN/m}^2$$

Por interpolação linear:

$$M_{xs,Ed1} = 0.00244 \cdot q_{Ed1} \cdot a^2 \Leftrightarrow M_{xs,Ed1} = 1.19 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ys,Ed1} = 0.04096 \cdot q_{Ed1} \cdot b^2 \Leftrightarrow M_{ys,Ed1} = 5.30 \text{ kNm/m}$$

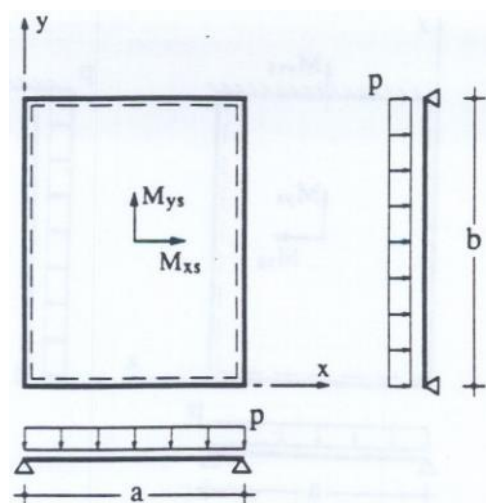


Figura 5.9 - Esquema do painel segundo as tabelas de Barês

$$a = 6.18 \text{ m}; b = 3.18 \text{ m}; \gamma = \frac{a}{b} = 1.94$$

$$q_{Ed2} = \gamma_q \cdot \frac{CV}{2} \Leftrightarrow q_{Ed2} = 1.5 \cdot \frac{2.0}{2} \Leftrightarrow q_{Ed2} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Por interpolação linear:

$$M_{xs,Ed2} = 0.00862 \cdot q_{Ed2} \cdot a^2 \Leftrightarrow M_{xs,Ed2} = 0.49 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ys,Ed2} = 0.09688 \cdot q_{Ed2} \cdot b^2 \Leftrightarrow M_{ys,Ed2} = 1.47 \text{ kNm/m}$$

CONCLUSÃO: $M_{xs,Ed} = M_{xs,Ed1} + M_{xs,Ed2} \Leftrightarrow M_{xs,Ed} = 1.68 \text{ kNm/m}$

$$M_{ys,Ed} = M_{ys,Ed1} + M_{ys,Ed2} \Leftrightarrow M_{ys,Ed} = 6.77 \text{ kNm/m}$$

Momento negativo: Painel 1

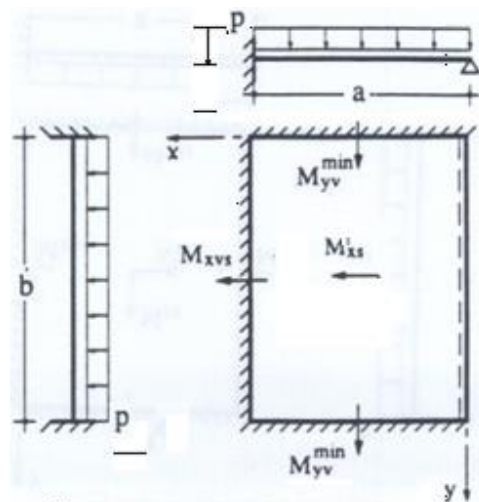


Figura 5.10 - Esquema do painel segundo as tabelas de Barês

$$a = 6.18 \text{ m}; b = 3.18 \text{ m}; \gamma = \frac{a}{b} = 1.94$$

$$q_{Ed} = \gamma_g \cdot CP + \gamma_q \cdot CV \Leftrightarrow q_{Ed} = 1.35 \cdot 8.37 + 1.5 \cdot 2.0 \Leftrightarrow q_{Ed} = 14.30 \text{ kN/m}^2$$

Por interpolação linear:

$$M_{xvs,Ed} = -0.01488 \cdot q_{Ed} \cdot a^2 \Leftrightarrow M_{xvs,Ed} = -8.13 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yv,Ed}^{min} = -0.0844 \cdot q_{Ed} \cdot b^2 \Leftrightarrow M_{yv,Ed}^{min} = -12.21 \text{ kNm/m}$$

$$M'_{xs,Ed} = 0.00244 \cdot q_{Ed} \cdot a^2 \Leftrightarrow M'_{xs,Ed} = 1.33 \text{ kNm/m}$$

Momento negativo: Painel 2

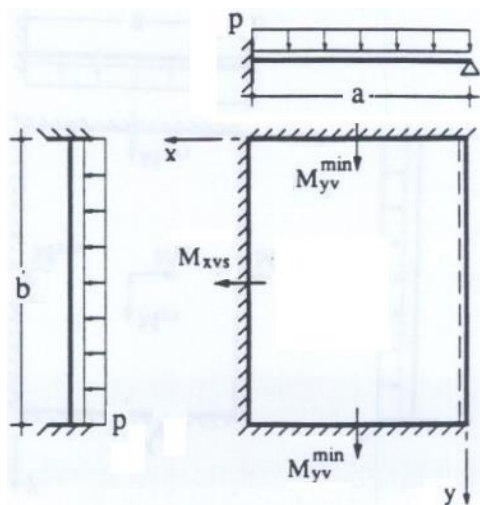


Figura 5.11 - Esquema do painel segundo as tabelas de Barês

$$a = 6.18 \text{ m}; b = 3.22 \text{ m}; \gamma = \frac{a}{b} = 1.92$$

$$q_{Ed} = \gamma_g \cdot CP + \gamma_q \cdot CV \Leftrightarrow q_{Ed} = 1.35 \cdot 8.37 + 1.5 \cdot 2.0 \Leftrightarrow q_{Ed} = 14.30 \text{ kN/m}^2$$

Por interpolação linear:

$$M_{yv,Ed}^{\min} = -0.0843 \cdot q_{Ed} \cdot b^2 \Leftrightarrow M_{yv,Ed}^{\min} = -12.50 \text{ kNm/m}$$

Momento negativo: Painel 3

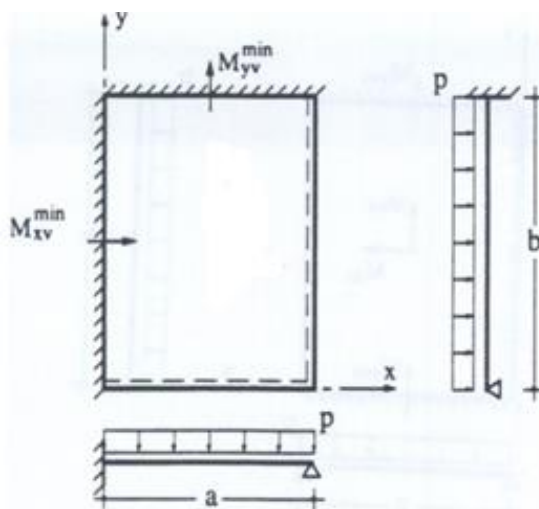


Figura 5.12 - Esquema do painel segundo as tabelas de Barês

$$a = 6.18 \text{ m}; b = 4.00 \text{ m}; \gamma = \frac{a}{b} = 1.55$$

$$q_{Ed} = \gamma_g \cdot CP + \gamma_q \cdot CV \Leftrightarrow q_{Ed} = 1.35 \cdot 8.37 + 1.5 \cdot 2.0 \Leftrightarrow q_{Ed} = 14.30 \text{ kN/m}^2$$

Por interpolação linear:

$$M_{xv,Ed}^{\min} = -0.03375 \cdot q_{Ed} \cdot a^2 \Leftrightarrow M_{xv,Ed}^{\min} = -18.43 \text{ kNm/m}$$

Momento negativo: Pannel 4

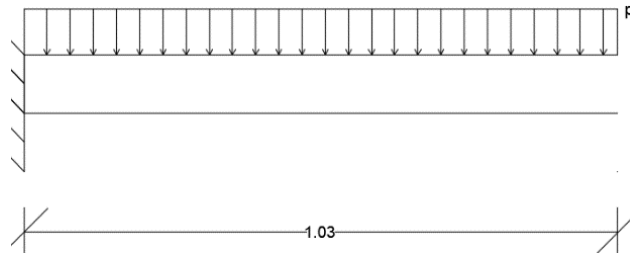


Figura 5.13 - Esquema do painel em consola

$$q_{Ed} = \gamma_g \cdot CP + \gamma_q \cdot CV \Leftrightarrow q_{Ed} = 1.35 \cdot 8.37 + 1.5 \cdot 4.0 \Leftrightarrow q_{Ed} = 17.30 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = -\frac{q_{Ed} \cdot l^2}{2} \Leftrightarrow M_{Ed} = -\frac{17.30 \cdot 1.03^2}{2} \Leftrightarrow M_{Ed} = -9.18 \text{ kNm/m}$$

$$M_{CP} = -\frac{CP \cdot l^2}{2} \Leftrightarrow M_{CP} = -\frac{8.37 \cdot 1.03^2}{2} \Leftrightarrow M_{CP} = -4.44 \text{ kNm/m}$$

Momento negativo: Pannel 5

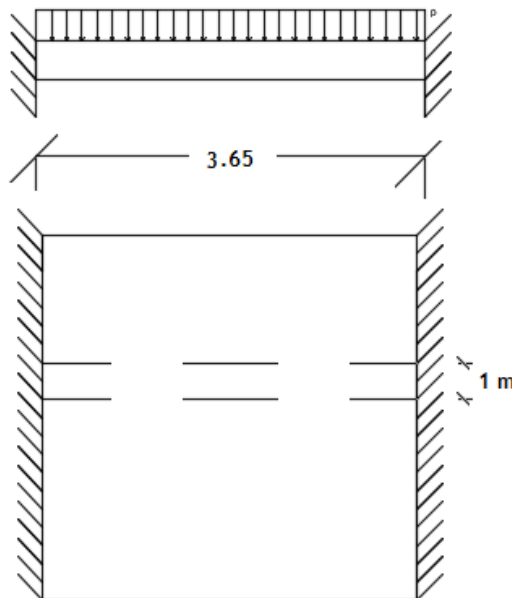


Figura 5.14 - Esquema do painel segundo método das bandas

$$q_{Ed} = \gamma_g \cdot CP + \gamma_q \cdot CV \Leftrightarrow q_{Ed} = 1.35 \cdot 8.37 + 1.5 \cdot 2.0 \Leftrightarrow q_{Ed} = 14.30 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = -\frac{q_{Ed} \cdot l^2}{12} \Leftrightarrow M_{Ed} = -\frac{14.30 \cdot 3.65^2}{12} \Leftrightarrow M_{Ed} = -15.88 \text{ kNm/m}$$

Onde,

a - Vão do painel segundo XX, [m];

b - Vão do painel segundo YY, [m];

γ - Fração entre “a” e “b”;

q_{Ed1} - Combinação de ações para a carga 1, [kN/m²];

γ_g - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes;

CP - Cargas permanentes, [kN/m²];

γ_q - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis;

CV - Cargas variáveis, [kN/m²];

$M_{xs,Ed1}$ - Momento positivo segundo XX para a carga 1, [kNm/m];

$M_{ys,Ed1}$ - Momento positivo segundo YY para a carga 1, [kNm/m];

q_{Ed2} - Combinação de ações para a carga 2, [kN/m²];

$M_{xs,Ed2}$ - Momento positivo segundo XX para a carga 2, [kNm/m];

$M_{ys,Ed2}$ - Momento positivo segundo YY para a carga 2, [kNm/m];

$M_{xs,Ed}$ - Somatório de momentos positivos segundo XX da carga 1 e da carga 2, [kNm/m];

$M_{ys,Ed}$ - Somatório de momentos positivos segundo YY da carga 1 e da carga 2, [kNm/m];

q_{Ed} - Combinação de ações, [kN/m²];

$M_{xvs,Ed}$ - Momento negativo segundo XX, [kNm/m];

$M_{yv,Ed}^{\min}$ - Momento mínimo negativo segundo YY, [kNm/m];

$M'_{xs,Ed}$ - Momento positivo segundo XX, [kNm/m];

$M_{xv,Ed}^{\min}$ - Momento mínimo negativo segundo XX, [kNm/m];

M_{Ed} - Valor de cálculo do momento fletor atuante, [kNm/m];

M_{CP} - Momento devido às cargas permanentes, [kNm/m];

l - Vão em planta do painel, [m].

5. Redistribuição de Momentos

$$M_{AB} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \cdot (M_A + M_B) \\ 0.8 \cdot \max(M_A; M_B) \end{array} \right. \quad (5.14)$$

Na Figura 5.15 e na Figura 5.16 são apresentadas as envolventes dos momentos fletores na direção XX e na direção YY, respetivamente.

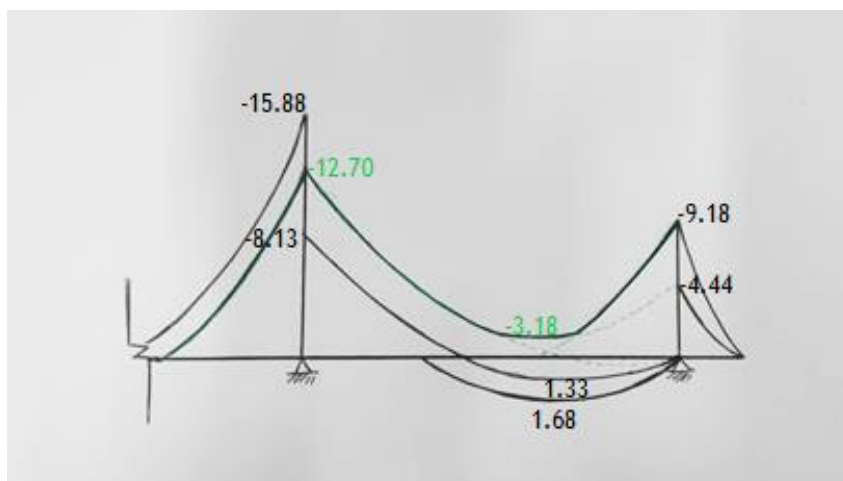


Figura 5.15 - Envoltória dos momentos fletores [kNm/m] na direção XX

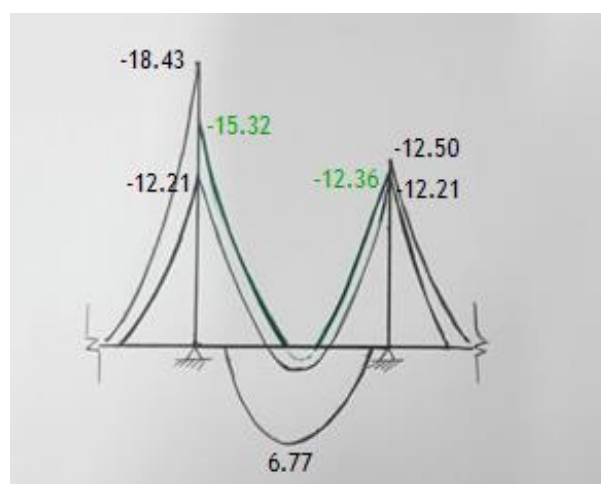


Figura 5.16 - Envoltória dos momentos fletores [kNm/m] na direção YY

É apresentado no Quadro 5.1 o resumo dos momentos fletores finais obtidos após a redistribuição apresentada anteriormente.

Quadro 5.1 - Resumo de momentos fletores após redistribuição

Momentos Fletores - Direção XX	M_{xvs,Ed^-} [kNm/m]	-15.88
	M_{xvs,Ed^-} [kNm/m]	-3.18
	M_{xvs,Ed^-} [kNm/m]	-9.18
Momentos Fletores - Direção YY	M_{yvs,Ed^-} [kNm/m]	-15.32
	M_{ys,Ed^+} [kNm/m]	6.77
	M_{yvs,Ed^-} [kNm/m]	-12.36

6. Recobrimento das Armaduras

Recobrimento mínimo (c_{\min})

$$c_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{\min,b} \\ c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (5.15)$$

(5.16)

Onde,

c_{\min} - Recobrimento mínimo, [mm];

$c_{\min,b}$ - Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência, [mm];

$c_{\min,dur}$ - Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais, [mm];

$\Delta c_{dur,\gamma}$ - Margem de segurança (valor recomendado = 0);

$\Delta c_{dur,st}$ - Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável (valor recomendado = 0);

$\Delta c_{dur,add}$ - Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional, por exemplo revestimentos (valor recomendado = 0).

$$c_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ mm (hipótese } \varnothing 12) \\ c_{\min,dur} = 15 \text{ mm (Classe de exposição XC1; Classe estrutural S4)} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$c_{\min} = 15 \text{ mm}$$

Recobrimento nominal (c_{nom})

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} \quad (5.17)$$

Onde,

c_{nom} - Recobrimento nominal, [mm];

Δc_{dev} - Margem de cálculo para as tolerâncias de execução (valor recomendado = 10 mm), [mm].

$$c_{nom} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} \Leftrightarrow c_{nom} = 25 \text{ mm}$$

7. Verificação da Segurança ao ELU de Resistência à Flexão

i) Altura útil

$$d = h - rec - \varnothing_l \quad (5.18)$$

Onde,

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm];

h - Altura de uma secção transversal, [cm];

rec - Recobrimento nominal, [cm];

\emptyset_l - Diâmetro do varão longitudinal, [cm].

Hipótese: $\emptyset_l = \emptyset 12$

$$d = 20 - 2.5 - 1.2 \Leftrightarrow d = 16.3 \text{ cm}$$

ii) Armadura na direção XX

$M_{xvs,Ed} = -15.88 \text{ kNm/m}$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (5.19)$$

Onde,

μ - Momento fletor reduzido;

M_{Ed} - Valor de cálculo do momento fletor atuante, [kNm/m];

b - Largura total de uma secção transversal, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa].

$$\mu = \frac{15.88}{1.0 \cdot 0.163^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3} = 0.036$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad (5.20)$$

Onde,

ω - Percentagem mecânica de armadura;

μ - Momento fletor reduzido.

$$\omega = 0.036 \cdot (1 + 0.036) \Leftrightarrow \omega = 0.037$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (5.21)$$

Onde,

A_s - Área da armadura longitudinal de tração, [cm²/m];

ω - Percentagem mecânica de armadura;

b - Largura total de uma secção transversal, [cm];

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa];

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa].

$$A_s = 0.037 \cdot 1.0 \cdot 0.163 \cdot \frac{16.7}{348} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_s = 2.90 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} (\emptyset 10//20)$$

$$M_{xvs,Ed}^- = -3.18 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{3.18}{1.0 \cdot 0.163^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3} = 0.007$$

$$\omega = 0.007 \cdot (1 + 0.007) \Leftrightarrow \omega = 0.007$$

$$A_s = 0.007 \cdot 1.0 \cdot 0.163 \cdot \frac{16.7}{348} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_s = 0.56 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} (\emptyset 10//20)$$

$$M_{xvs,Ed}^- = -9.18 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{9.18}{1.0 \cdot 0.163^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3} = 0.021$$

$$\omega = 0.021 \cdot (1 + 0.021) \Leftrightarrow \omega = 0.021$$

$$A_s = 0.021 \cdot 1.0 \cdot 0.163 \cdot \frac{16.7}{348} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_s = 1.65 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} (\emptyset 10//20)$$

iii) Armadura na direção YY

$$M_{yvs,Ed}^- = -15.32 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{15.32}{1.0 \cdot 0.163^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3} = 0.035$$

$$\omega = 0.035 \cdot (1 + 0.035) \Leftrightarrow \omega = 0.036$$

$$A_s = 0.036 \cdot 1.0 \cdot 0.163 \cdot \frac{16.7}{348} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_s = 2.80 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} (\emptyset 10//20)$$

$$M_{yvs,Ed}^+ = 6.77 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{6.77}{1.0 \cdot 0.163^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3} = 0.015$$

$$\omega = 0.015 \cdot (1 + 0.015) \Leftrightarrow \omega = 0.016$$

$$A_s = 0.016 \cdot 1.0 \cdot 0.163 \cdot \frac{16.7}{348} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_s = 1.21 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} (\emptyset 10//20)$$

$$M_{yvs,Ed}^- = -12.36 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{12.36}{1.0 \cdot 0.163^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3} = 0.028$$

$$\omega = 0.028 \cdot (1 + 0.028) \Leftrightarrow \omega = 0.029$$

$$A_s = 0.029 \cdot 1.0 \cdot 0.163 \cdot \frac{16.7}{348} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_s = 2.24 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} (\emptyset 10//20)$$

iv) Verificação da quantidade de armadura

Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d \quad (5.22)$$

Onde,

$A_{s,min}$ - Área mínima recomendada para a armadura longitudinal de tração, [cm²/m];

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples, [MPa];

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

b_t - Largura média da zona tracionada, [cm];

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm].

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= 0.26 \cdot \frac{2.6}{400} \cdot 1.0 \cdot 0.163 \cdot 10^4 \geq 0.0013 \cdot 1.0 \cdot 0.163 \cdot 10^4 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow A_{s,min} &= 2.75 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 2.12 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow A_{s,min} = 2.75 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Armadura máxima

$$A_{s,máx} = 0.04 \cdot A_c \quad (5.23)$$

Onde,

$A_{s,máx}$ - Área máxima recomendada para a armadura longitudinal de tração ou de compressão, [cm²/m];

A_c - Área da secção, [cm²].

$$A_{s,máx} = 0.04 \cdot (1.0 \cdot 0.20) \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_{s,máx} = 80 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,ef}$$

v) Verificação do espaçamento máximo de varões

Zona de momentos máximos

$$s_{máx} = 2 \cdot h \quad (5.24)$$

Onde,

$s_{máx}$ - Espaçamento máximo dos varões, [cm];

h - Altura de uma secção transversal, [cm].

$$s_{máx} = 2 \cdot 20 \Leftrightarrow s_{máx} = 40 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow s_{máx} = 25 \text{ cm} \geq s_{ef}^+; s_{ef}^-$$

Zona após dispensa das armaduras positivas

$$s_{\text{máx}} = 3 \cdot h \quad (5.25)$$

Onde,

$s_{\text{máx}}$ - Espaçamento máximo dos varões, [cm];

h - Altura de uma secção transversal, [cm].

$$s_{\text{máx}} = 3 \cdot 20 \Leftrightarrow s_{\text{máx}} = 60 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow s_{\text{máx}} = 40 \text{ cm} \geq 2 \cdot s_{\text{ef}}^+$$

8. Verificação da Segurança ao ELU de Resistência ao Esforço Transverso

Método das linhas de rotura

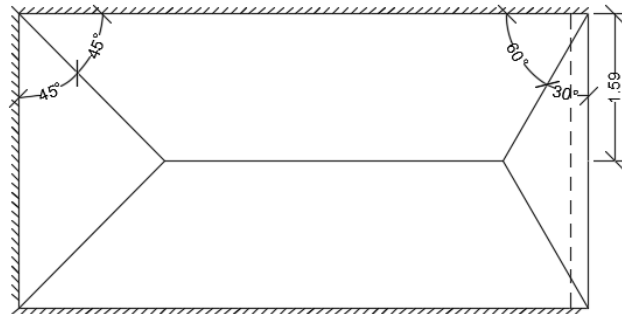


Figura 5.17 - Linhas de rotura para o Painel 1

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot L \Leftrightarrow V_{Ed} = 14.30 \cdot 1.59 \Leftrightarrow V_{Ed} = 22.74 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{1/2} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (5.26)$$

Onde,

$V_{Rd,c}$ - Valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso, [kN/m];

$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$ em que o valor do coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, γ_c , é igual a 1.5;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ em mm};$$

ρ_l - Taxa de armadura de tração necessária;

f_{ck} - Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, [MPa];

A_{sl} - Área de armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para além da secção considerada, [cm²/m];

σ_{cp} - Tensão média atuante no betão: $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$, [MPa];

N_{Ed} - Valor do esforço normal atuante para a combinação de ações utilizada (compressão com sinal positivo), [kN];

A_c - Área da secção transversal de betão, [cm²];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa];

b_w - Menor largura da secção transversal na área tracionada, [cm];

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm].

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{163}} = 2.11 \leq 2.0 \Rightarrow k = 2.0$$

$$\rho_l = \frac{3.93 \cdot 10^{-4}}{1.0 \cdot 0.163} = 0.0024 \leq 0.02$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 2.0 \cdot (100 \cdot 0.0024 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1.0 \cdot 0.163 \cdot 10^3$$

$$\geq \left(0.035 \cdot 2.0^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} \right) \cdot 1.0 \cdot 0.163 \cdot 10^3$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,c} = 71.19 \text{ kN/m} \geq 80.68 \text{ kN/m} \Rightarrow V_{Rd,c} = 80.68 \text{ kN/m} \geq V_{Ed} = 22.74 \text{ kN/m}$$

9. Verificação da Segurança ao ELS

iii) Controlo da fendilhação sem cálculo direto

Segundo o Artº 7.3.3(1) do EC2 [6] no caso de lajes de betão armado ou pré-esforçado de edifícios, solicitados à flexão sem tração axial significativa, não são necessárias medidas específicas para controlar a fendilhação quando a espessura total da laje não é superior a 200 mm.

iv) Controlo da deformação sem cálculo direto

Segundo o Artº 7.4.2(1)P do EC2 [6] não é necessário um cálculo explícito das flechas, uma vez que nos casos correntes são suficiente regras simples, tais como a limitação da relação vão/altura, para evitar, em situações normais problemas de flecha.

10. Armadura de Distribuição

$$A_{s,dist} = 0.20 \cdot A_{s,ef} \quad (5.27)$$

Onde,

$A_{s,dist}$ - Área de distribuição necessária, [cm²/m];

$A_{s,ef}$ - Área de armadura adotada, $[\text{cm}^2/\text{m}]$.

$$A_{s,dist} = 0.20 \cdot 3.93 \Leftrightarrow A_{s,dist} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,dist}^{\min} = \frac{0.10 \cdot b_w \cdot d}{100} \quad (5.28)$$

Onde,

$A_{s,dist}^{\min}$ - Área mínima de distribuição, $[\text{cm}^2/\text{m}]$;

b_w - Menor largura da secção transversal na área tracionada, $[\text{m}]$;

d - Altura útil de uma secção transversal, $[\text{m}]$.

$$A_{s,dist}^{\min} = \frac{0.10 \cdot 1.0 \cdot 0.163}{100} \Leftrightarrow A_{s,dist}^{\min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s,dist} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,dist} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\phi 6 // 15)$$

11. Dispensa e amarração de armaduras

i) Armadura principal inferior

$$a = 0.25 \cdot l_{\min} - l_{b,eq} \quad (5.29)$$

Onde,

a - Comprimento total de amarração, $[\text{m}]$;

l_{\min} - Vão mínimo em planta do painel, $[\text{m}]$;

$l_{b,eq}$ - Comprimento de amarração, $[\text{m}]$.

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (5.30)$$

Onde,

f_{ctd} - Valor de cálculo da resistência do betão à tração, $[\text{MPa}]$;

α_{ct} - Coeficiente relativo aos efeitos de longo prazo na resistência à tração e aos efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada (valor recomendado = 1);

$f_{ctk,0.05}$ - Quantilho de 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão, $[\text{MPa}]$;

γ_c - Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão.

$$f_{ctd} = \frac{1.0 \cdot 1.8}{1.5} \Leftrightarrow f_{ctd} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (5.31)$$

Onde,

f_{bd} - Tensão de aderência, [MPa];

η_1 - Coeficiente relativo às condições de aderência e à posição do varão durante a betonagem (condições de boa aderência = 1);

η_2 - Coeficiente relativo ao diâmetro do varão ($\emptyset \leq 32 \text{ mm} = 1$);

f_{ctd} - Valor de cálculo da resistência do betão à tração, [MPa].

$$f_{bd} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.2 \Leftrightarrow f_{bd} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{syd} \approx f_{syd} \quad (5.32)$$

Onde,

σ_{sd} - Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração, [MPa];

$$\frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \approx 1.0;$$

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa].

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset_l}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (5.33)$$

Onde,

$l_{b,rqd}$ - Comprimento de amarração de referência, [m];

\emptyset_l - Diâmetro do varão longitudinal, [m];

σ_{sd} - Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração, [MPa];

f_{bd} - Tensão de aderência, [MPa].

$$l_{b,rqd} = \frac{0.010}{4} \cdot \frac{348}{2.7} \Leftrightarrow l_{b,rqd} = 0.32 \text{ m}$$

$$l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \quad (5.34)$$

Onde,

$l_{b,eq}$ - Comprimento de amarração, [m];

α_1 - Correção do comprimento de amarração (amarração reta = 1);

$l_{b,rqd}$ - Comprimento de amarração de referência, [m].

$$l_{b,eq} = 1 \cdot 0.32 \Leftrightarrow l_{b,eq} = 0.32 \text{ m}$$

$$l_{b,min} = \max \{0.3 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}\}$$

Onde,

$l_{b,min}$ - Comprimento mínimo de amarração, [m];

$l_{b,rqd}$ - Comprimento de amarração de referência, [m].

$$\Leftrightarrow l_{b,min} = \max \{0.3 \cdot 0.32; 0.01 \text{ m}; 0.1 \text{ m}\}$$

$$\Leftrightarrow l_{b,min} = \max \{0.096; 0.01 \text{ m}; 0.1 \text{ m}\}$$

$$\Leftrightarrow l_{b,min} = 0.1 \text{ m}$$

$$a = 0.25 \cdot 3.18 - 0.32 = 0.48 \text{ m}$$

ii) Armadura principal superior

$$b = 0.20 \cdot l_{min} + l_{b,eq} \quad (5.35)$$

Onde,

b - Comprimento total de amarração, [m];

l_{min} - Vão mínimo em planta do painel, [m];

$l_{b,eq}$ - Comprimento de amarração, [m].

$$f_{ctd} = \frac{1.0 \cdot 1.8}{1.5} \Leftrightarrow f_{ctd} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.2 \Leftrightarrow f_{bd} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{0.010}{4} \cdot \frac{348}{2.7} \Leftrightarrow l_{b,rqd} = 0.32 \text{ m}$$

$$l_{b,eq} = 1 \cdot 0.32 \Leftrightarrow l_{b,eq} = 0.32 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow l_{b,min} = \max \{0.096; 0.01 \text{ m}; 0.1 \text{ m}\} \Leftrightarrow l_{b,min} = 0.1 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \cdot 3.18 + 0.32 = 0.96 \text{ m}$$

12. Peças Desenhadas

As peças desenhadas encontram-se no ANEXO V, Desenho nº 54.

5.3 DIMENSIONAMENTO DE LAJE DE PAVIMENTO PELO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

Na Figura 5.18 e na Figura 5.19 ilustram-se os gráficos de isovalores da Laje 1120, retirados do programa de cálculo automático, TRICALC.

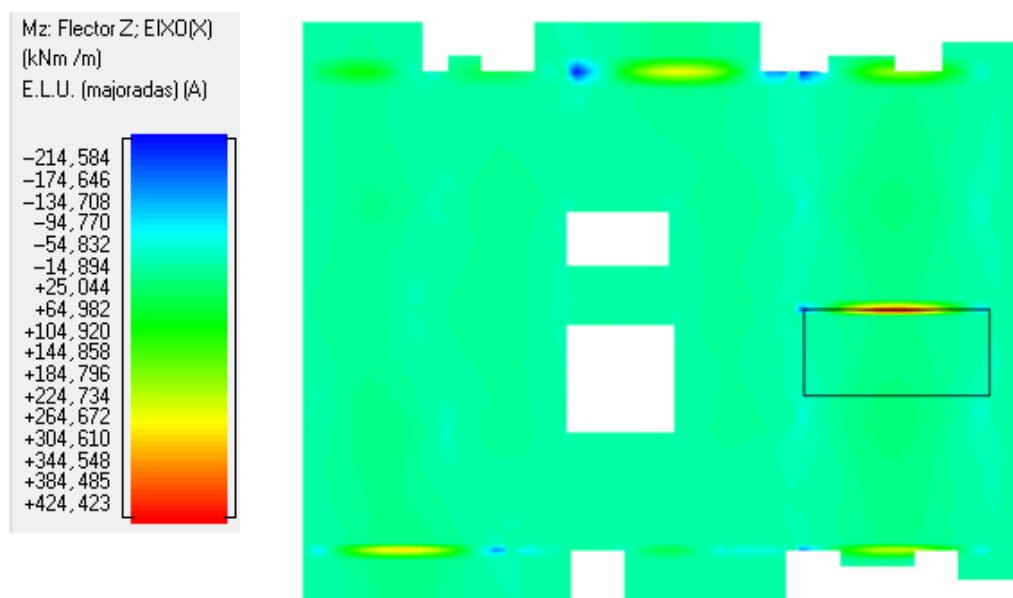


Figura 5.18 - Gráfico de isovalores de momentos fletores - Direção Longitudinal (horizontal)

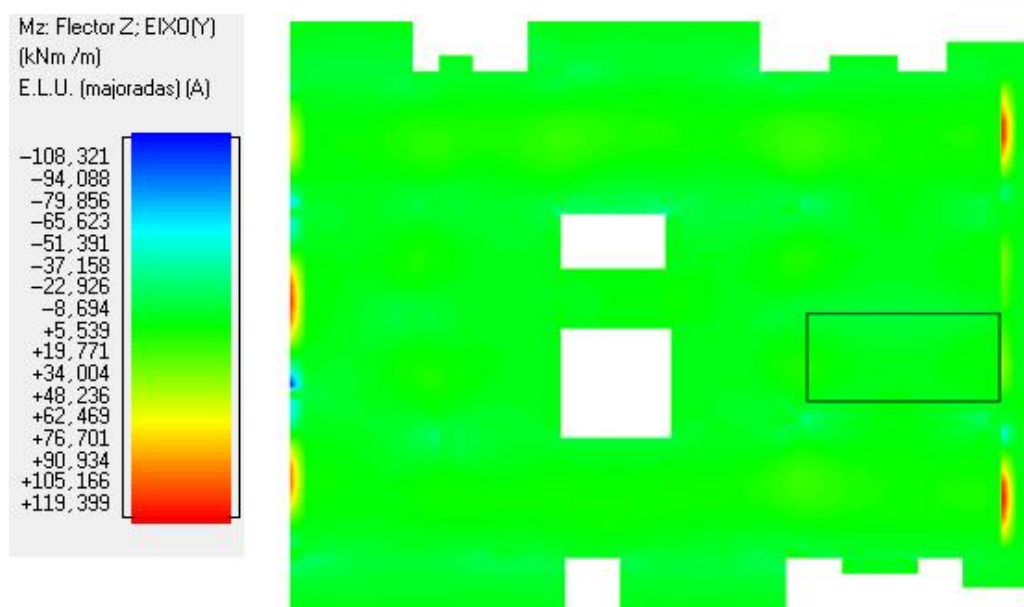


Figura 5.19 - Gráfico de isovalores de momentos fletores - Direção Transversal (vertical)

Após analisar os dois gráficos de isovalores retiraram-se aproximadamente os valores de momentos fletores. Seguidamente, apresenta-se o Quadro 5.2 com esses mesmo valores para a direção longitudinal e transversal.

Quadro 5.2 - Momentos fletores [kNm/m] (aproximados) segundo programa de o cálculo automático

	Programa de Cálculo Automático		
	MOMENTOS FLETORES [kNm/m]		
Direção Longitudinal (Direção XX)	≈ -15 a -25	≈ 10 a 20	≈ -15 a -25
Direção Transversal (Direção YY)	≈ -8 a -16	≈ 5 a 15	≈ -8 a -16

5.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA ARMADURA DA LAJE DE PAVIMENTO

No Quadro 5.3 resumem-se as armaduras obtidas no cálculo manual e no programa de cálculo automático. Os esforços e as armaduras alcançadas no cálculo manual são inferiores relativamente ao programa de cálculo automático. Aparentemente, o facto de ocorrer esta variação deve-se às hipóteses simplificativas arbitradas durante o cálculo manual, uma vez que somente tem em conta ações gravíticas.

Quadro 5.3 - Resumo das armaduras da laje de pavimento segundo o cálculo manual e o cálculo do programa automático

	Cálculo Manual	Programa de Cálculo Automático
Direção Longitudinal (Direção XX)	Ø6//15 (1.88 cm ² /m)	Ø12//20 (5.65 cm ² /m)
Direção Transversal (Direção YY)	Ø10//20 (3.93 cm ² /m)	Ø12//20 (5.65 cm ² /m)

5.5 DIMENSIONAMENTO DA VIGA V1625 MANUALMENTE

Para o pré-dimensionamento das vigas tem que se ter em consideração as plantas arquitetónicas. As secções das vigas são condicionadas pelas aberturas e pela largura das paredes. O pré-dimensionamento e o dimensionamento das vigas são calculados segundo o EC2 [6].

Uma viga, segundo o Art.º 5.3.1 (3) do EC2 [6], é um elemento cujo vão não é superior a 3 vezes a altura total da sua secção transversal. Caso contrário deve ser considerada como uma viga-parede.

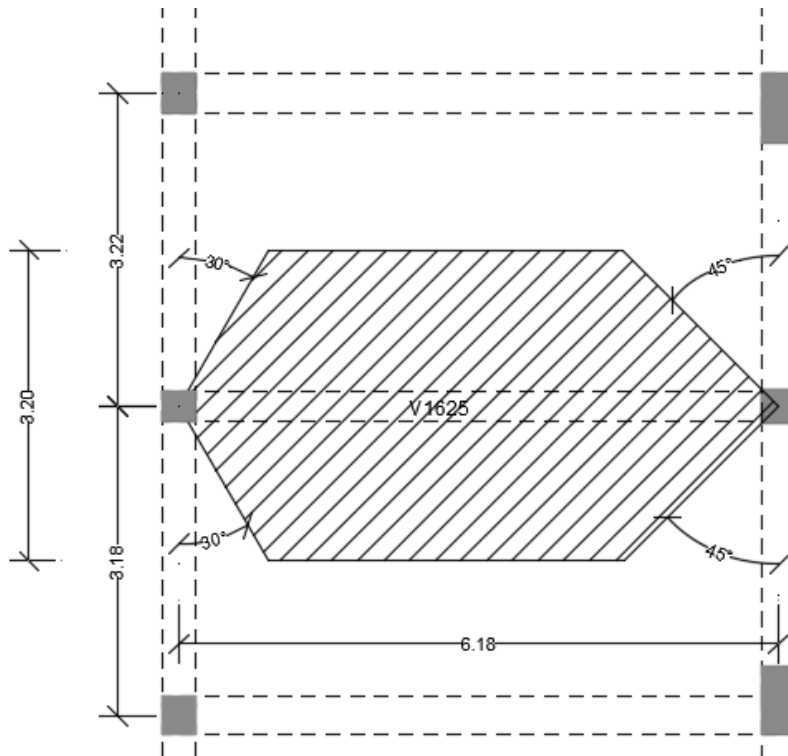


Figura 5.20 - Esquema da viga V1625 à cota 1120

1. Modelo de Cálculo

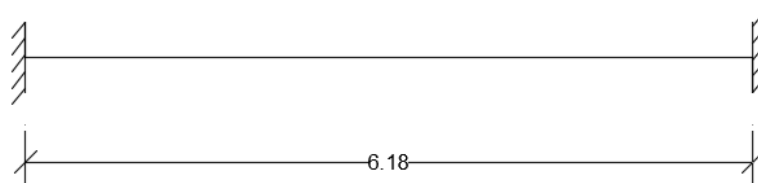


Figura 5.21 - Modelo de cálculo

2. Pré-dimensionamento

$$\text{Largura da secção } b \left\{ \begin{array}{l} \approx 0.4 \cdot d \\ \leq b_{\text{pilar}} \\ \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right. \leq 30 \text{ cm} \quad (5.36)$$

Altura da secção

i) Regra empírica:

$$h = \frac{l_0}{10 \text{ a } 12} \quad (5.37)$$

Onde,

h - Altura de uma secção transversal, [m];

l_0 - Distância entre pontos de momentos nulos, [m].

O valor de l_0 (distância entre pontos de momentos nulos) é obtido da seguinte forma:

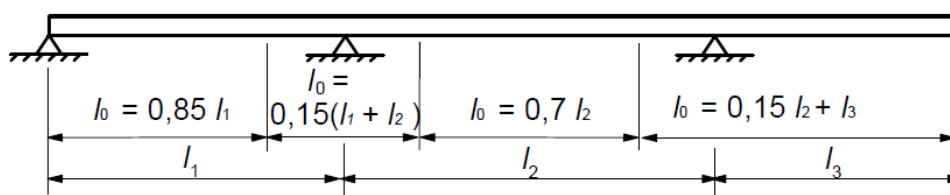


Figura 5.22 - Distância entre pontos de momento nulo (Figura 5.1 do EC2 [6])

$$l_0 = 0,7 \cdot l_2 \quad (5.38)$$

Onde,

l_0 - Distância entre pontos de momentos nulos, [m];

l_2 - Vão entre pilares, [m].

$$h = \frac{0,7 \cdot l_2}{10 \text{ a } 12} = \frac{0,7 \cdot 6,18}{10 \text{ a } 12} \simeq 0,36 \text{ m a } 0,43 \text{ m}$$

ii) Verificação indireta da deformação

$\rho = 1,5\%$ (Betão fortemente solicitado) $\rightarrow 20$ (vão interior de uma viga ou de uma laje armada em uma ou duas direções) indicado no Quadro 7.4N do EC2 [6].

$$S400 \rightarrow \text{Fator de correções } \frac{310}{\sigma_s} \simeq \frac{500}{f_{yk} \cdot (A_{s,req}/A_{s,prov})} \simeq \frac{500}{400} \simeq 1,25 \quad (5.39)$$

Onde,

σ_s - Tensão de tração no aço a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para as ações de cálculo no ELS, [MPa];

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

$A_{s,req}$ - Área da secção de armaduras necessária na secção no ELU, [cm²];

$A_{s,prov}$ - Área da secção de armaduras existente na secção, [cm²].

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{cor} = 20 \cdot 1,25$$

$$\left(\frac{6,18}{d}\right)_{cor} = 20 \cdot 1,25 \Leftrightarrow d \simeq 0,25 \text{ m}$$

$$h \simeq d + 4 \text{ a } 5 \text{ cm} \Leftrightarrow h \simeq 25 + 4 \text{ a } 5 \Leftrightarrow h \simeq 29 \text{ a } 30 \text{ cm} \Leftrightarrow h \simeq 0,29 \text{ a } 0,30 \text{ m}$$

Onde,

l - Vão da viga, [m];

h - Altura de uma secção transversal, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m].

iii) Momento reduzido económico

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \end{array} \right. \quad (5.40)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \simeq 0.4 \cdot d \end{array} \right. \quad (5.41)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{ec} = 0.25 \text{ ou } 0.30 \text{ (Secção económica)} \end{array} \right.$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{M_{Ed}}{(0.10 \text{ a } 0.12) \cdot f_{cd}}} \rightarrow h \simeq d + 4 \text{ a } 5 \text{ cm} \quad (5.42)$$

Onde,

μ - Momento fletor reduzido;

M_{Ed} - Valor de cálculo do momento fletor atuante, [kNm];

b - Largura total de uma secção transversal, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa].

Hipótese de secção: $b = 30 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$

3. Ações Estimadas para a Viga

Cargas Permanentes

Peso próprio da viga: $\gamma_{\text{betão}} \cdot \text{área viga}$

$$25 \text{ kN/m}^3 \cdot (0.40 \cdot 0.30) \text{ m}^2 = 3 \text{ kN/m}$$

Peso próprio da parede exterior: peso da parede \cdot altura

$$2.7 \text{ kN/m}^3 \cdot 2.6 \text{ m} = 7.02 \text{ kN/m}$$

Peso próprio da laje: $\gamma_{\text{betão}} \cdot \text{espessura} \cdot \text{vão de descarga}$

$$25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 3.2 \text{ m} = 16 \text{ kN/m}$$

Peso próprio do revestimento: revestimento \cdot vão de descarga

$$1.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.2 \text{ m} = 4.8 \text{ kN/m}$$

Peso próprio das paredes divisórias: paredes divisórias \cdot vão de descarga

$$1.87 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.2 \text{ m} = 5.95 \text{ kN/m}$$

Cargas Variáveis

Sobrecarga da laje: sobrecarga · vão de descarga

$$2.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.2 \text{ m} = 6.4 \text{ kN/m}$$

$$q_{Ed} = \gamma_g \cdot CP + \gamma_q \cdot CV \quad (5.43)$$

$$q_{Ed} = 1.35 \cdot 36.8 + 1.50 \cdot 6.4 \Leftrightarrow q_{Ed} = 59.28 \text{ kN/m}$$

Onde,

$\gamma_{\text{betão}}$ - Peso volúmico do betão armado, [kN/m³];

q_{Ed} - Combinação de ações, [kN/m];

γ_g - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes;

CP - Cargas permanentes, [kN/m];

γ_q - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis;

CV - Cargas variáveis, [kN/m].

Com o auxílio do programa “Ftool” foi colocado o modelo de cálculo com os carregamentos calculados anteriormente e obtiveram-se os esforços como ilustra as Figura 5.23 à Figura 5.25.

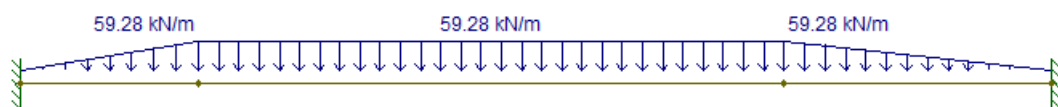


Figura 5.23 - Modelo de cálculo com o carregamento

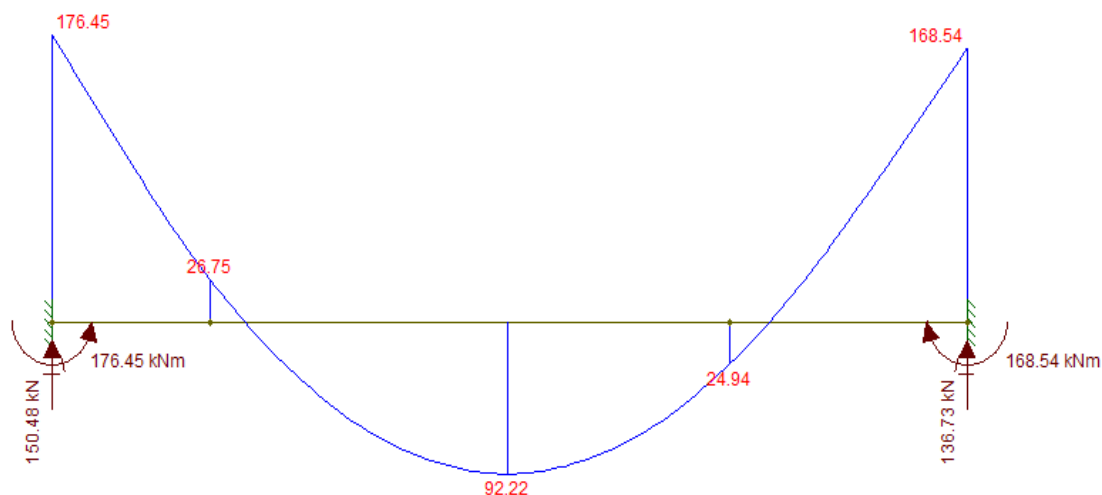


Figura 5.24 - Diagrama de momentos fletores [kNm]

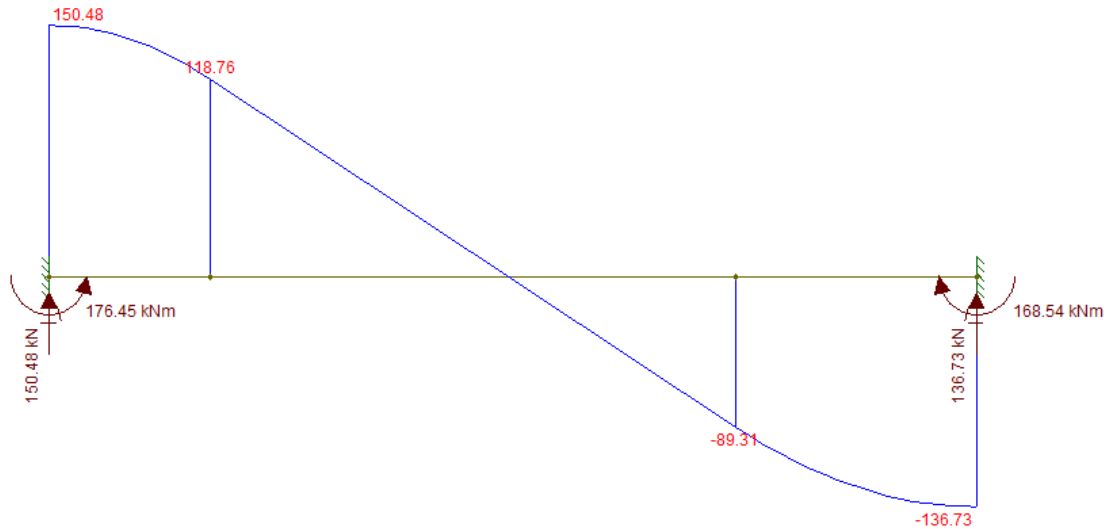


Figura 5.25 - Diagrama de esforço transverso [kN]

Voltando ao iii) Momento reduzido económico

$$d = \sqrt[3]{\frac{176.45}{(0.10 \text{ a } 0.12) \cdot 16.7 \cdot 10^3}} \approx d = 0.44 \text{ m a } 0.47 \text{ m}$$

$$h \approx d + 4 \text{ a } 5 \text{ cm} \Leftrightarrow h \approx 44 + 4 \text{ a } 5 \Leftrightarrow h \approx 48 \text{ a } 49 \text{ cm} \Leftrightarrow h \approx 0.48 \text{ a } 0.49 \text{ m}$$

$$h \approx d + 4 \text{ a } 5 \text{ cm} \Leftrightarrow h \approx 47 + 4 \text{ a } 5 \Leftrightarrow h \approx 51 \text{ a } 52 \text{ cm} \Leftrightarrow h \approx 0.51 \text{ a } 0.52 \text{ m}$$

Secção Adotada V_{1625} $30 \cdot 60$

4. Recobrimento das Armaduras

Recobrimento mínimo (c_{\min})

$$c_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{\min,b} \\ c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (5.44)$$

(5.45)

Onde,

c_{\min} - Recobrimento mínimo, [mm];

$c_{\min,b}$ - Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência, [mm];

$c_{\min,dur}$ - Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais, [mm];

$\Delta c_{dur,\gamma}$ - Margem de segurança (valor recomendado = 0);

$\Delta c_{dur,st}$ - Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável (valor recomendado = 0);

$\Delta c_{dur,add}$ - Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional, por exemplo revestimentos (valor recomendado = 0).

$$c_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm (hipótese } \varnothing 20) \\ c_{\min, \text{dur}} = 15 \text{ mm (Classe de exposição XC1; Classe estrutural S4)} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$c_{\min} = 20 \text{ mm}$$

Recobrimento nominal (c_{nom})

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (5.46)$$

Onde,

c_{nom} - Recobrimento nominal, [mm];

c_{\min} - Recobrimento mínimo, [mm];

Δc_{dev} - Margem de cálculo para as tolerâncias de execução (valor recomendado = 10 mm), [mm].

$$c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} \Leftrightarrow c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$$

5. Verificação da Segurança ao ELU de Resistência à Flexão

i) Altura útil

$$d = h - \text{rec} - \varnothing_{\text{est}} - \frac{\varnothing_l}{2} \quad (5.47)$$

Onde,

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm];

h - Altura de uma secção transversal, [cm];

rec - Recobrimento nominal, [cm];

\varnothing_{est} - Diâmetro do varão transversal, [cm];

\varnothing_l - Diâmetro do varão longitudinal, [cm].

Hipótese: $\varnothing_{\text{est}} \varnothing 6$ $\varnothing_l \varnothing 20$

$$d = 60 - 3.0 - 0.6 - \frac{2.0}{2} \Leftrightarrow d = 55.4 \text{ cm}$$

ii) Armadura longitudinal

Momento Fletor Positivo

$$M_{\text{Ed}}^+ = 92.22 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{Ed}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{cd}}} \quad (5.48)$$

Onde,

μ - Momento fletor reduzido;

M_{Ed} - Valor de cálculo do momento fletor atuante, [kNm];

b - Largura total de uma secção transversal, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa].

$$\mu = \frac{92.22}{0.30 \cdot 0.554^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3} = 0.060 \leq 0.31 \quad (A'_s = 0) \text{ Secção simplesmente armada}$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad (5.49)$$

Onde,

ω - Percentagem mecânica de armadura;

μ - Momento fletor reduzido.

$$\omega = 0.060 \cdot (1 + 0.060) \Leftrightarrow \omega = 0.064$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (5.50)$$

Onde,

A_s - Área da armadura longitudinal de tração, [cm²];

ω - Percentagem mecânica de armadura;

b - Largura total de uma secção transversal, [cm];

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa];

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa].

$$A_s = 0.064 \cdot 0.30 \cdot 0.554 \cdot \frac{16.7}{348} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_s = 5.07 \text{ cm}^2 \quad 3\emptyset 16 \quad (A_{s,ef} = 6.03 \text{ cm}^2)$$

Momento Fletor Negativo

$$M_{Ed}^- = -176.45 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{176.45}{0.30 \cdot 0.554^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3} = 0.115 \leq 0.31 \quad (A'_s = 0) \text{ Secção simplesmente armada}$$

$$\omega = 0.115 \cdot (1 + 0.115) \Leftrightarrow \omega = 0.128$$

$$A_s = 0.128 \cdot 0.30 \cdot 0.554 \cdot \frac{16.7}{348} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_s = 10.21 \text{ cm}^2 \quad 6\emptyset 16 \quad (A_{s,ef} = 12.06 \text{ cm}^2)$$

Momento Fletor Negativo

$$M_{Ed} = -168.54 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{168.54}{0.30 \cdot 0.554^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3} = 0.110 \leq 0.31 \quad (A'_s = 0) \text{ Secção simplesmente armada}$$

$$\omega = 0.110 \cdot (1 + 0.110) \Leftrightarrow \omega = 0.122$$

$$A_s = 0.122 \cdot 0.30 \cdot 0.554 \cdot \frac{16.7}{348} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_s = 9.71 \text{ cm}^2 \quad 5\phi 16 \quad (A_{s,ef} = 10.05 \text{ cm}^2)$$

iii) Verificação da quantidade de armadura

Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d \quad (5.51)$$

Onde,

$A_{s,min}$ - Área mínima recomendada para a armadura longitudinal de tração, [cm²];

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples, [MPa];

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

b_t - Largura média da zona tracionada, [cm];

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm].

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{2.6}{400} \cdot 0.30 \cdot 0.554 \cdot 10^4 \geq 0.0013 \cdot 0.30 \cdot 0.554 \cdot 10^4 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow A_{s,min} = 2.81 \text{ cm}^2 \geq 2.16 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow A_{s,min} = 2.81 \text{ cm}^2 \leq A_{s,ef}$$

Armadura máxima

$$A_{s,m\acute{a}x} = 0.04 \cdot A_c \quad (5.52)$$

Onde,

$A_{s,m\acute{a}x}$ - Área máxima recomendada para a armadura longitudinal de tração ou de compressão, [cm²];

A_c - Área da secção transversal de betão, [cm²].

$$A_{s,m\acute{a}x} = 0.04 \cdot (0.30 \cdot 0.60) \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_{s,m\acute{a}x} = 72 \text{ cm}^2 > A_{s,ef}$$

iv) Verificação do espaçamento mínimo entre armaduras

$$s_{\min} = \max \begin{cases} k_1 \cdot \phi_{\max} \\ 2.0 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.53)$$

Onde,

s_{\min} - Distância mínima livre entre varões paralelos ou entre camadas de varões, [cm];

k_1 - Coeficiente (valor recomendado = 1);

ϕ_{\max} - Diâmetro máximo do varão ou do agrupamento (diâmetro equivalente), [cm].

$$s_{\text{ef}} = \frac{b - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot \phi_{\text{est}} - n \cdot \phi_l}{n - 1} \quad (5.54)$$

Onde,

s_{ef} - Distância entre varões paralelos ou entre camadas de varões, [cm];

b - Largura total de uma secção transversal, [cm];

rec - Recobrimento nominal, [cm];

ϕ_{est} - Diâmetro do varão transversal, [cm];

n - Quantidade de varões;

ϕ_l - Diâmetro do varão longitudinal, [cm].

$$s_{\text{ef}} = \frac{30 - 2 \cdot 3.0 - 2 \cdot 0.6 - 3 \cdot 1.6}{3 - 1} \Leftrightarrow s_{\text{ef}} = 9.0 \text{ cm} \geq s_{\min} = 2.0 \text{ cm} \rightarrow 3\phi 16$$

$$s_{\text{ef}} = \frac{30 - 2 \cdot 3.0 - 2 \cdot 0.6 - 5 \cdot 1.6}{5 - 1} \Leftrightarrow s_{\text{ef}} = 3.7 \text{ cm} \geq s_{\min} = 2.0 \text{ cm} \rightarrow 5\phi 16$$

$$s_{\text{ef}} = \frac{30 - 2 \cdot 3.0 - 2 \cdot 0.6 - 6 \cdot 1.6}{6 - 1} \Leftrightarrow s_{\text{ef}} = 2.64 \text{ cm} \geq s_{\min} = 2.0 \text{ cm} \rightarrow 6\phi 16$$

6. Verificação da Segurança ao ELS

i) Controlo da fendilhação sem cálculo direto

Armadura mínima de tração para controlo da fendilhação

$$A_{s,\min} = k_c \cdot k \cdot A_{\text{ct}} \cdot \frac{f_{\text{ct,ef}}}{\sigma_s} \quad (5.55)$$

Onde,

$A_{s,\min}$ - Armadura mínima de tração para controlo da fendilhação, [cm];

k_c - Coeficiente que tem em conta quer a natureza da distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação, quer a alteração do braço da força;

k - Coeficiente que considera o efeito das tensões auto-equilibradas não uniformes (diminuição da resistência efetiva à tração), cujo valor varia com a espessura (ou altura) do elemento. Para fendilhação devida a cargas aplicadas $k = 1$;

A_{ct} - Área de betão tracionado, [cm²];

$f_{ct,ef}$ - Valor médio da resistência do betão à tração na idade em que se espera que ocorram as primeiras fendas, ($f_{ct,ef} = f_{ctm} = 2.6$ MPa), [MPa];

σ_s - Tensão máxima admissível na armadura imediatamente após a formação da fenda, podendo ser adotado o valor de f_{yk} , [MPa].

Flexão Simples ou Composta (secções retangulares):

$$k_c = 0.4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h}{h}\right) \cdot f_{ct,ef}} \right] \leq 1.0 \quad (5.56)$$

Onde,

σ_c - Tensão média do betão na parte da secção considerada: $\sigma_c = N_{Ed} / b \cdot d$, [MPa];

N_{Ed} - Valor do esforço normal atuante para a combinação de ações utilizada (compressão com sinal positivo), [kN];

b - Largura total de uma secção transversal, [cm];

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm];

k_1 - Coeficiente que considera o efeito dos esforços normais na distribuição de tensões: $k_1 = 1.5$ para compressão e $k_1 = 2h^* / 3h$ para tração, com $h^* = \min(h; 1.0 \text{ m})$;

$f_{ct,ef}$ - Valor médio da resistência do betão à tração na idade em que se espera que ocorram as primeiras fendas, [MPa].

$$k_c = 0.4 \leq 1.0 \Leftrightarrow k_c = 0.4$$

$$\sigma_s = \frac{f_{syd}}{1.5} = \frac{348}{1.5} = 231.88 \text{ MPa (para cargas aplicadas)}$$

$$f_{syd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 266.67 \text{ MPa}$$

Onde,

σ_s - Tensão máxima admissível na armadura imediatamente após a formação da fenda, podendo ser adotado o valor de f_{yk} , [MPa];

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

γ_s - Coeficiente parcial de segurança relativo ao aço para armaduras de betão armado (1.15 - situações persistentes e transitórias).

$$A_{s,min} = 0.4 \cdot 1.0 \cdot (0.30 \cdot 0.60/2) \cdot \frac{2.6 \cdot 10^4}{231.88} \Leftrightarrow A_{s,min} = 4.04 \text{ cm}^2 \leq A_{s,ef}$$

Limites admissíveis da largura da fenda

Classe de exposição: XC1

$$\omega_{m\acute{a}x} = 0.4 \text{ mm}$$

Controlo indireto da fendilhação

- Diâmetro máximo dos varões ϕ_s^*

$$\sigma_s = 231.88 \text{ MPa} \rightarrow \phi_s^* = 22.43 \text{ mm} = 22.43 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Flexão (com pelo menos parte da secção em compressão):

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,ef}}{2.9} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2 \cdot (h - d)} \quad (5.57)$$

Onde,

ϕ_s - Diâmetro modificado máximo dos varões, [m];

ϕ_s^* - Diâmetro máximo dos varões indicado no Quadro 7.2N do EC2 [6], [m];

$f_{ct,ef}$ - Valor médio da resistência do betão à tração na idade em que se espera que ocorram as primeiras fendas, [MPa];

k_c - Coeficiente que tem em conta quer a natureza da distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação, quer a alteração do braço da força;

h_{cr} - Altura da zona tracionada imediatamente antes da fendilhação, [m];

h - Altura de uma secção transversal, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m].

$$\phi_s = 22.43 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{2.6}{2.9} \cdot \frac{0.4 \cdot 0.60/2}{2 \cdot (0.60 - 0.554)} \Leftrightarrow \phi_s = 0.026 \text{ m} \geq 0.016 \text{ m}$$

- Espaçamento máximo dos varões

$$\sigma_s = 231.88 \text{ MPa} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 260.14 \text{ mm} = 26.014 \text{ cm} \geq s_{ef}$$

Onde,

$s_{m\acute{a}x}$ - Espaçamento máximo dos varões indicado no Quadro 7.3N do EC2 [6], [cm].

ii) Controlo da deformação sem cálculo direto

Momento Fletor Positivo

$$M_{Ed}^+ = 92.22 \text{ kNm} \rightarrow 3\emptyset 16 \text{ (} A_{s,ef} = 6.03 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\rho = \frac{A_{s,ef}}{b \cdot d} \quad (5.58)$$

Onde,

ρ - Taxa de armadura de tração necessária a meio vão (no apoio no caso de uma consola);

$A_{s,ef}$ - Área de armadura adotada, [cm²];

b - Largura total de uma secção transversal, [cm];

d - Altura útil de uma secção transversal, [cm].

$$\rho = \frac{6.03}{30 \cdot 55.4} = 0.0036$$

$$\rho_o = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} \quad (5.59)$$

Onde,

ρ_o - Taxa de armadura de referência;

f_{ck} - Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, [MPa].

$$\rho_o = \sqrt{25} \cdot 10^{-3} = 0.005$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_o}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_o \quad (5.60)$$

Onde,

l - Vão da viga, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m];

K - Coeficiente que tem em conta o sistema estrutural (vão interior de uma viga ou de uma laje armada em uma ou duas direções, $K=1.5$) indicado no Quadro 7.4N do EC2 [6];

f_{ck} - Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, [MPa];

ρ_o - Taxa de armadura de referência;

ρ - Taxa de armadura de tração necessária a meio vão (no apoio no caso de uma consola).

$$\frac{l}{d} = 1.5 \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0.005}{0.0036} + 3.2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0.005}{0.0036} - 1 \right)^{3/2} \right] = 37.58$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{cor}} = \frac{l}{d} \cdot \frac{500}{f_{yk} \cdot \frac{A_{s,\text{req}}}{A_{s,\text{prov}}}} \Leftrightarrow d = \frac{l}{\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{cor}}} \quad (5.61)$$

Onde,

l - Vão da viga, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m];

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

$A_{s,\text{req}}$ - Área da secção de armaduras necessária na secção no ELU, [cm²];

$A_{s,\text{prov}}$ - Área da secção de armaduras existente na secção, [cm²].

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{cor}} = 37.58 \cdot \frac{500}{400 \cdot \frac{5.07}{6.03}} = 55.87 \Leftrightarrow d = \frac{6.18}{55.87} \Leftrightarrow d = 0.111 \text{ m} < d_{\text{útil}} = 0.554 \text{ m}$$

Momento Fletor Negativo

$$M_{\text{Ed}} = -176.45 \text{ kNm} \rightarrow 6\phi 16 \text{ (} A_{s,\text{ef}} = 12.06 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\rho = \frac{12.06}{30 \cdot 55.4} = 0.0073$$

$$\rho_o = \sqrt{25} \cdot 10^{-3} = 0.005$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_o}{\rho - \rho_o} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \right] \text{ se } \rho > \rho_o \quad (5.62)$$

Onde,

l - Vão da viga, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m];

K - Coeficiente que tem em conta o sistema estrutural (vão interior de uma viga ou de uma laje armada em uma ou duas direções, $K=1.5$) indicado no Quadro 7.4N do EC2 [6];

f_{ck} - Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, [MPa];

ρ_o - Taxa de armadura de referência;

ρ - Taxa de armadura de tração necessária a meio vão (no apoio no caso de uma consola);

ρ' - Taxa de armadura de compressão necessária a meio vão (no apoio no caso de uma consola)

($\rho' = 0$).

$$\frac{l}{d} = 1.5 \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0.005}{0.0073} \right] = 24.25$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{cor}} = 24.25 \cdot \frac{500}{400 \cdot \frac{10.21}{12.06}} = 35.81 \Leftrightarrow d = \frac{6.18}{35.81} \Leftrightarrow d = 0.173 \text{ m} < d_{\text{útil}} = 0.554 \text{ m}$$

Momento Fletor Negativo

$$M_{Ed}^- = -168.54 \text{ kNm} \rightarrow 5\phi 16 \text{ (} A_{s,ef} = 10.05 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\rho = \frac{10.05}{30 \cdot 55.4} = 0.0060$$

$$\rho_o = \sqrt{25} \cdot 10^{-3} = 0.005$$

$$\frac{l}{d} = 1.5 \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0.005}{0.0060} \right] = 25.80$$

$$\left(\frac{l}{d} \right)_{cor} = 25.80 \cdot \frac{500}{400 \cdot \frac{9.71}{10.05}} = 33.39 \Leftrightarrow d = \frac{6.18}{33.39} \Leftrightarrow d = 0.185 \text{ m} < d_{\text{útil}} = 0.554 \text{ m}$$

7. Disposição Construtivas Relativas a Armadura

i) Dispensa de armadura longitudinal

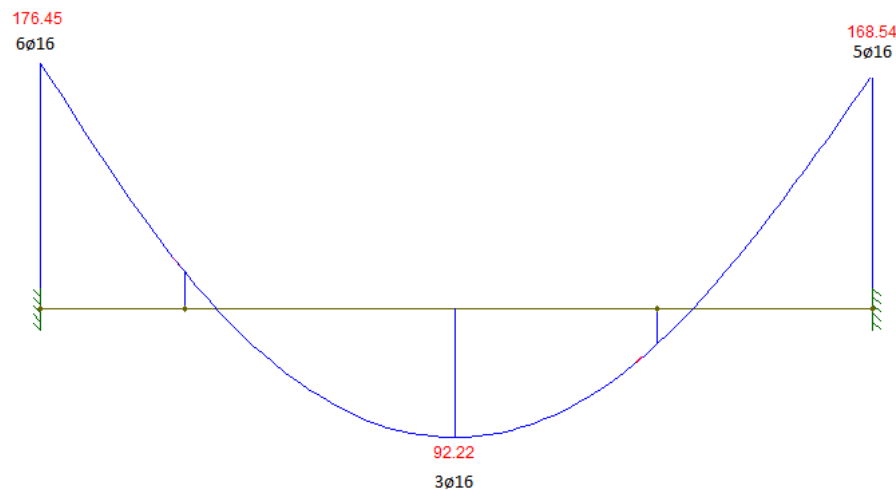


Figura 5.26 - Diagrama de momentos fletores e respectivas armaduras [kNm]

Momento Fletor Positivo

$$M_{Ed}^+ = 92.22 \text{ kNm} \rightarrow 3\phi 16 \text{ (} A_{s,ef} = 6.03 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- Cálculo do momento resistente (3φ16)

$$\omega = \frac{A_{s,ef}}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (5.63)$$

Onde,

$A_{s,ef}$ - Área de armadura adotada, [m²];

b - Largura total de uma secção transversal, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m];

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa].

$$\omega = \frac{6.03 \cdot 10^{-4}}{0.30 \cdot 0.554} \cdot \frac{348}{16.7} \Leftrightarrow \omega = 0.076$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad (5.64)$$

Onde,

ω - Percentagem mecânica de armadura;

μ - Momento fletor reduzido.

$$0.076 = \mu \cdot (1 + \mu) \Leftrightarrow \mu = -1.071 \vee \mu = 0.071 \Rightarrow \mu = 0.071$$

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad (5.65)$$

Onde,

M_{Rd} - Momento resistente, [kNm];

μ - Momento fletor reduzido;

b - Largura total de uma secção transversal, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m];

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa].

$$M_{Rd} = 0.071 \cdot 0.30 \cdot 0.554^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3 \Leftrightarrow M_{Rd} = 108.52 \text{ kNm}$$

- 1ª DISPENSA - Cálculo do momento resistente (2Ø16)

$$\omega = \frac{4.02 \cdot 10^{-4}}{0.30 \cdot 0.554} \cdot \frac{348}{16.7} \Leftrightarrow \omega = 0.050$$

$$0.050 = \mu \cdot (1 + \mu) \Leftrightarrow \mu = -1.048 \vee \mu = 0.048 \Rightarrow \mu = 0.048$$

$$M_{Rd} = 0.048 \cdot 0.30 \cdot 0.554^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3 \Leftrightarrow M_{Rd} = 73.90 \text{ kNm}$$

Momento Fletor Negativo

$$M_{Ed} = -176.45 \text{ kNm} \rightarrow 6\text{Ø}16 \text{ (} A_{s,ef} = 12.06 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\omega = \frac{12.06 \cdot 10^{-4}}{0.30 \cdot 0.554} \cdot \frac{348}{16.7} \Leftrightarrow \omega = 0.151$$

$$0.151 = \mu \cdot (1 + \mu) \Leftrightarrow \mu = -1.134 \vee \mu = 0.134 \Rightarrow \mu = 0.134$$

$$M_{Rd} = 0.134 \cdot 0.30 \cdot 0.554^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3 \Leftrightarrow M_{Rd} = 205.00 \text{ kNm}$$

- 1ª DISPENSA - Cálculo do momento resistente (4Ø16)

$$\omega = \frac{8.04 \cdot 10^{-4}}{0.30 \cdot 0.554} \cdot \frac{348}{16.7} \Leftrightarrow \omega = 0.101$$

$$0.101 = \mu \cdot (1 + \mu) \Leftrightarrow \mu = -1.092 \vee \mu = 0.092 \Rightarrow \mu = 0.092$$

$$M_{Rd} = 0.092 \cdot 0.30 \cdot 0.554^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3 \Leftrightarrow M_{Rd} = 141.82 \text{ kNm}$$

Momento Fletor Negativo

$$M_{Ed} = -168.54 \text{ kNm} \rightarrow 5\text{Ø16} (A_{s,ef} = 10.05 \text{ cm}^2)$$

$$\omega = \frac{10.05 \cdot 10^{-4}}{0.30 \cdot 0.554} \cdot \frac{348}{16.7} \Leftrightarrow \omega = 0.126$$

$$0.126 = \mu \cdot (1 + \mu) \Leftrightarrow \mu = -1.113 \vee \mu = 0.113 \Rightarrow \mu = 0.113$$

$$M_{Rd} = 0.113 \cdot 0.30 \cdot 0.554^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3 \Leftrightarrow M_{Rd} = 173.94 \text{ kNm}$$

- 1ª DISPENSA - Cálculo do momento resistente (4Ø16)

$$\omega = \frac{8.04 \cdot 10^{-4}}{0.30 \cdot 0.554} \cdot \frac{348}{16.7} \Leftrightarrow \omega = 0.101$$

$$0.101 = \mu \cdot (1 + \mu) \Leftrightarrow \mu = -1.092 \vee \mu = 0.092 \Rightarrow \mu = 0.092$$

$$M_{Rd} = 0.092 \cdot 0.30 \cdot 0.554^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3 \Leftrightarrow M_{Rd} = 141.82 \text{ kNm}$$

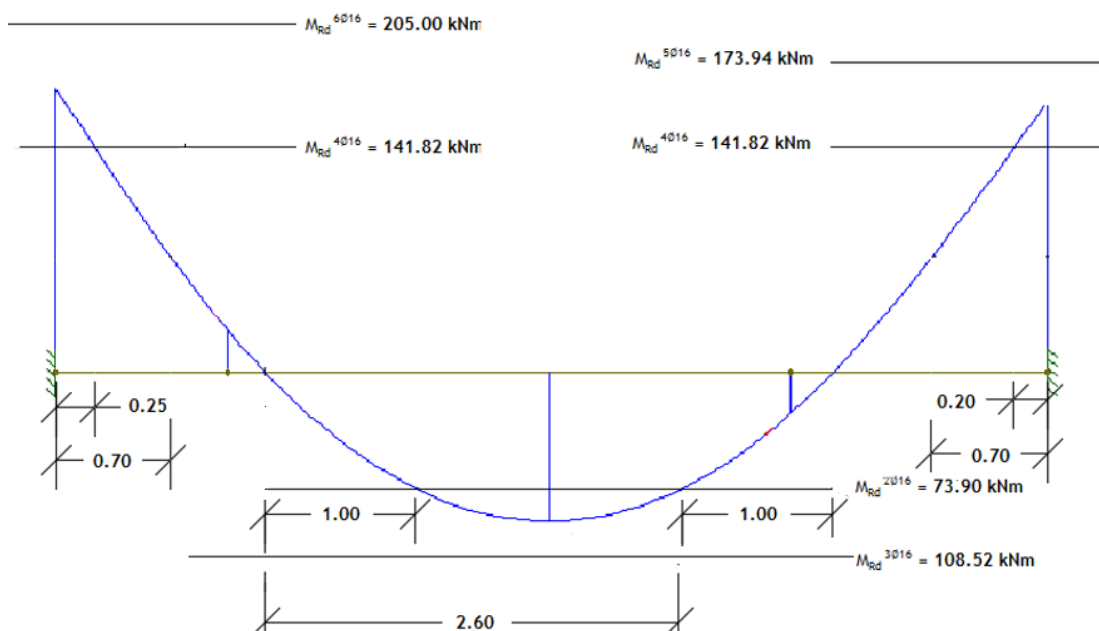


Figura 5.27 - Esquema do diagrama de momentos fletores com os momentos resistentes calculados

ii) Amarração de armaduras longitudinais

$$a_l = \frac{z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha)}{2} \quad (5.66)$$

Onde,

a_l - Distância que pode ser estimada pela “regra da translação”, que consiste em efetuar uma translação do diagrama de momentos, [m];

z - Braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento, [m];

θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga ($1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \rightarrow 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$), [°];

α - Ângulo que forma armadura de esforço transversal com o eixo longitudinal (estribos verticais: 90°), [°].

$$a_l = \frac{0.9 \cdot 0.554 \cdot (\cot 21.8^\circ - \cot 90^\circ)}{2} \Leftrightarrow a_l = 0.623 \text{ m}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (5.67)$$

Onde,

f_{ctd} - Valor de cálculo da resistência do betão à tração, [MPa];

α_{ct} - Coeficiente relativo aos efeitos de longo prazo na resistência à tração e aos efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada (valor recomendado = 1);

$f_{ctk,0.05}$ - Quantilho de 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão, [MPa];

γ_c - Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão.

$$f_{ctd} = \frac{1.0 \cdot 1.8}{1.5} \Leftrightarrow f_{ctd} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (5.68)$$

Onde,

f_{bd} - Tensão de aderência, [MPa];

η_1 - Coeficiente relativo às condições de aderência e à posição do varão durante a betonagem (condições de boa aderência = 1);

η_2 - Coeficiente relativo ao diâmetro do varão ($\emptyset \leq 32 \text{ mm} = 1$);

f_{ctd} - Valor de cálculo da resistência do betão à tração, [MPa].

$$f_{bd} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.2 \Leftrightarrow f_{bd} = 2.7 \text{ MPa}$$

Momento Fletor Positivo

3Ø16 ($A_{s,ef} = 6.03 \text{ cm}^2$) \rightarrow 2Ø16 ($A_{s,ef} = 4.02 \text{ cm}^2$)

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,ef}^{\text{APÓS DISPENSA}}}{A_{s,ef}^{\text{ANTES DISPENSA}}} \cdot f_{syd} \quad (5.69)$$

Onde,

σ_{sd} - Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração, [MPa];

$A_{s,ef}^{\text{APÓS DISPENSA}}$ - Área de armadura adotada após a dispensa, [cm^2];

$A_{s,ef}^{\text{ANTES DISPENSA}}$ - Área de armadura adotada antes da dispensa, [cm^2];

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa].

$$\sigma_{sd} = \frac{4.02}{6.03} \cdot 348 \Leftrightarrow \sigma_{sd} = 231.88 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi_l}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (5.70)$$

Onde,

$l_{b,rqd}$ - Comprimento de amarração de referência, [m];

ϕ_l - Diâmetro do varão longitudinal, [m];

σ_{sd} - Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração, [MPa];

f_{bd} - Tensão de aderência, [MPa].

$$l_{b,rqd} = \frac{0.016}{4} \cdot \frac{231.88}{2.7} \Leftrightarrow l_{b,rqd} = 0.34 \text{ m}$$

$$l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \quad (5.71)$$

Onde,

$l_{b,eq}$ - Comprimento de amarração, [m];

α_1 - Correção do comprimento de amarração (amarração reta = 1);

$l_{b,rqd}$ - Comprimento de amarração de referência, [m].

$$l_{b,eq} = 1 \cdot 0.34 \Leftrightarrow l_{b,eq} = 0.34 \text{ m}$$

$$x_{1f} = a_l + l_{b,eq} \Leftrightarrow x_{1f} = 0.623 + 0.34 \Leftrightarrow x_{1f} = 1.00 \text{ m}$$

$$x_{2f} = a_l + l_{b,eq} \Leftrightarrow x_{2f} = 0.623 + 0.34 \Leftrightarrow x_{2f} = 1.00 \text{ m}$$

Momento Fletor Negativo

6Ø16 ($A_{s,ef} = 12.06 \text{ cm}^2$) \rightarrow 4Ø16 ($A_{s,ef} = 8.04 \text{ cm}^2$)

$$\sigma_{sd} = \frac{8.04}{12.06} \cdot 348 \Leftrightarrow \sigma_{sd} = 231.88 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{0.016}{4} \cdot \frac{231.88}{2.7} \Leftrightarrow l_{b,rqd} = 0.34 \text{ m}$$

$$l_{b,eq} = 1 \cdot 0.34 \Leftrightarrow l_{b,eq} = 0.34 \text{ m}$$

$$x_{1f} = x_1 + a_l + l_{b,eq} \Leftrightarrow x_{1f} = 0.25 + 0.623 + 0.34 \Leftrightarrow x_{1f} = 1.30 \text{ m}$$

Momento Fletor Negativo

5Ø16 ($A_{s,ef} = 10.05 \text{ cm}^2$) \rightarrow 4Ø16 ($A_{s,ef} = 8.04 \text{ cm}^2$)

$$\sigma_{sd} = \frac{8.04}{10.05} \cdot 348 \Leftrightarrow \sigma_{sd} = 278.26 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{0.016}{4} \cdot \frac{278.26}{2.7} \Leftrightarrow l_{b,rqd} = 0.41 \text{ m}$$

$$l_{b,eq} = 1 \cdot 0.41 \Leftrightarrow l_{b,eq} = 0.41 \text{ m}$$

$$x_{1f} = x_1 + a_l + l_{b,eq} \Leftrightarrow x_{1f} = 0.20 + 0.623 + 0.41 \Leftrightarrow x_{1f} = 1.30 \text{ m}$$

8. Verificação da Segurança ao ELU de Resistência ao Esforço Transverso

i) Esforço transverso resistente garantido pela armadura do esforço transverso

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (5.72)$$

$$z \leq 0.9 \cdot d \quad (5.73)$$

Onde,

$V_{Rd,s}$ - Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência, [kN];

A_{sw} - Área de secção transversal das armaduras de esforço transverso, [cm²];

s - Espaçamento de estribos, [m];

z - Braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento, [m];

f_{ywd} - Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso ($f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{yk}$), [MPa];

θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga ($1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \rightarrow 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$), [°];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m].

Esforço Transverso

$$V_{Ed,s} = 150.48 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{cálculo}} = \frac{150.48 \cdot 10^4}{0.9 \cdot 0.554 \cdot 0.8 \cdot 400 \cdot 10^3 \cdot \cot(21.8^\circ)} = 3.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2R \text{ est } \varnothing 6 // 12.5 \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{ef}} = 2 \cdot 2.26 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Ed,s} = 136.73 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{cálculo}} = \frac{136.73 \cdot 10^4}{0.9 \cdot 0.554 \cdot 0.8 \cdot 400 \cdot 10^3 \cdot \cot(21.8^\circ)} = 3.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2R \text{ est } \varnothing 6 // 15 \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{ef}} = 2 \cdot 1.88 = 3.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ii) Verificação do betão comprimido nas escoras

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \frac{\alpha_{cm} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (5.74)$$

Onde,

$V_{Rd,m\acute{a}x}$ - Valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, [kN];

α_{cm} - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido ($\alpha_{cm} = 1$ para estruturas não pré-esforçadas);

b_w - Largura da alma de uma secção transversal, [m];

z - Braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento, [m];

v_1 - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso ($v_1 = 0.6$ ($f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$));

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa];

θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga ($1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \rightarrow 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$), [°].

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \frac{1 \cdot 0.30 \cdot 0.9 \cdot 0.554 \cdot 0.6 \cdot 16.7 \cdot 10^3}{\cot(21.8^\circ) + \tan(21.8^\circ)} \Leftrightarrow V_{Rd,m\acute{a}x} = 515.77 \text{ kN} \geq V_{Ed}$$

iii) Verificação de armadura mínima de esforço transverso

$$\rho_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.75)$$

Onde,

$\rho_{w,min}$ - Taxa mínima de armadura;

f_{ck} - Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, [MPa];

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa].

$$\rho_{\omega, \min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{25}}{400} \Leftrightarrow \rho_{\omega, \min} = 0.001$$

$$\left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\min} = f_{\omega, \min} \cdot b_{\omega} \cdot \sin \alpha \quad (5.76)$$

Onde,

$A_{s\omega}$ - Área de secção transversal das armaduras de esforço transverso, [cm²];

s - Espaçamento de estribos, [m];

$\rho_{\omega, \min}$ - Taxa mínima de armadura;

b_{ω} - Largura da alma de uma secção transversal, [m];

α - Ângulo que forma armadura de esforço transverso com o eixo longitudinal (estribos verticais: 90°), [°].

$$\left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\min} = 0.001 \cdot 0.30 \cdot \sin(90^\circ) \cdot 10^4 \Leftrightarrow \left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\min} = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m} \leq \left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{cálculo}}$$

$$2R \text{ est } \emptyset 6 // 17.5 \left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\min} = 2 \cdot 1.62 = 3.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd, \min} = \left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\min} \cdot z \cdot f_{y\omega d} \cdot \cot \theta \quad (5.77)$$

Onde,

$V_{Rd, \min}$ - Valor mínimo de cálculo do esforço transverso, [kN];

$A_{s\omega}$ - Área de secção transversal das armaduras de esforço transverso, [cm²];

s - Espaçamento de estribos, [m];

z - Braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento, [m];

$f_{y\omega d}$ - Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso ($f_{y\omega d} = 0.8 \cdot f_{yk}$), [MPa];

θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga ($1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \rightarrow 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$), [°];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m].

$$V_{Rd, \min} = 2 \cdot 1.62 \cdot 10^{-4} \cdot 0.9 \cdot 0.554 \cdot 0.8 \cdot 400 \cdot 10^3 \cdot \cot(21.8^\circ) \Leftrightarrow V_{Rd, \min} = 129.25 \text{ kN}$$

iv) Verificação do espaçamento longitudinal máximo entre estribos

$$s_{l,m\acute{a}x} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cos \alpha) \quad (5.78)$$

Onde,

$s_{l,m\acute{a}x}$ - Espaçamento longitudinal máximo entre estribos, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m];

α - Ângulo que forma armadura de esforço transversal com o eixo longitudinal (estribos verticais: 90°), [$^\circ$].

$$s_{l,m\acute{a}x} = 0.75 \cdot 0.554 \cdot (1 + \cos(90^\circ)) \Leftrightarrow s_{l,m\acute{a}x} = 0.4155 \text{ m} = 41.55 \text{ cm} \geq s_{l,ef}$$

v) Verificação do espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos

$$s_{t,m\acute{a}x} = 0.75 \cdot d \quad (5.79)$$

Onde,

$s_{t,m\acute{a}x}$ - Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos, [m];

d - Altura útil de uma secção transversal, [m].

$$s_{t,m\acute{a}x} = 0.75 \cdot 0.554 \Leftrightarrow s_{t,m\acute{a}x} = 0.4155 \text{ m} = 41.55 \text{ cm} \geq b_w \wedge 600 \text{ mm}$$

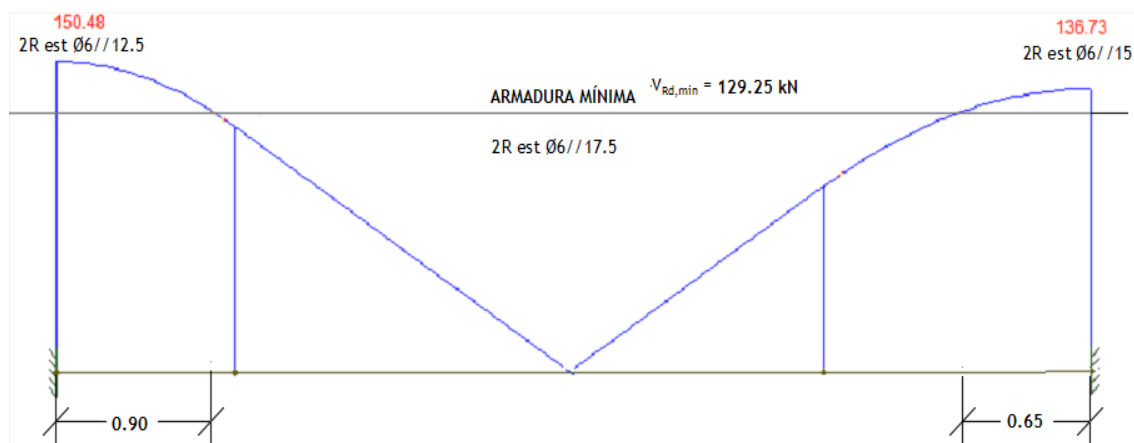


Figura 5.28 - Esquema do diagrama de esforço transversal com a armadura mínima calculada [kN]

9. Peças Desenhadas

As peças desenhadas encontram-se no ANEXO V, Desenho nº 54.

5.6 DIMENSIONAMENTO DA VIGA V1625 PELO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

De acordo com o programa de cálculo automático, TRICALC, a envolvente de momentos flectores para a viga V1625 à cota 1120 apresenta-se na Figura 5.29 e a envolvente de esforço transverso na Figura 5.30.

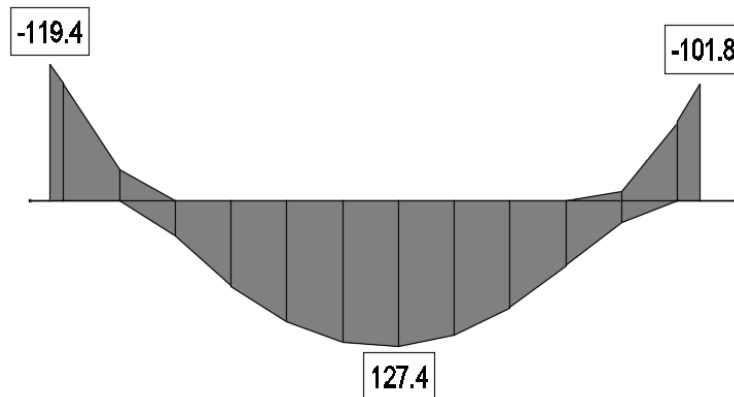


Figura 5.29 - Envolvente de momentos flectores [kNm]

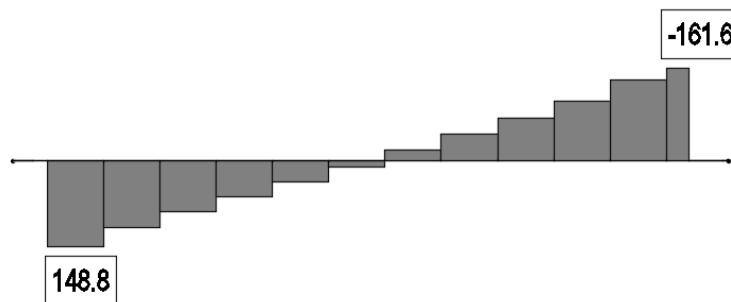


Figura 5.30 - Envolvente de esforço transverso [kN]

No Quadro 5.4 representa-se a armadura segundo o programa de cálculo automático para a viga V1625. O pormenor construtivo encontra-se no ANEXO V, Desenho nº 30.

Quadro 5.4 - Armadura da viga V1625 à cota 1120 segundo o programa de cálculo automático

	Programa de Cálculo Automático	
Armadura Longitudinal Superior	6Ø12 (6.79 cm ²)	6Ø12 (6.79 cm ²)
Armadura Longitudinal Inferior	8Ø12 (9.05 cm ²)	
Armadura Transversal	2R est Ø6//10 (5.66 cm ² /m)	

5.7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA ARMADURA DA VIGA V1625

Ilustra-se na Figura 5.31, a envolvente dos momentos fletores segundo programa de cálculo automático (verde) sobreposta com o diagrama dos momentos fletores resultante dos cálculos manuais (azul).

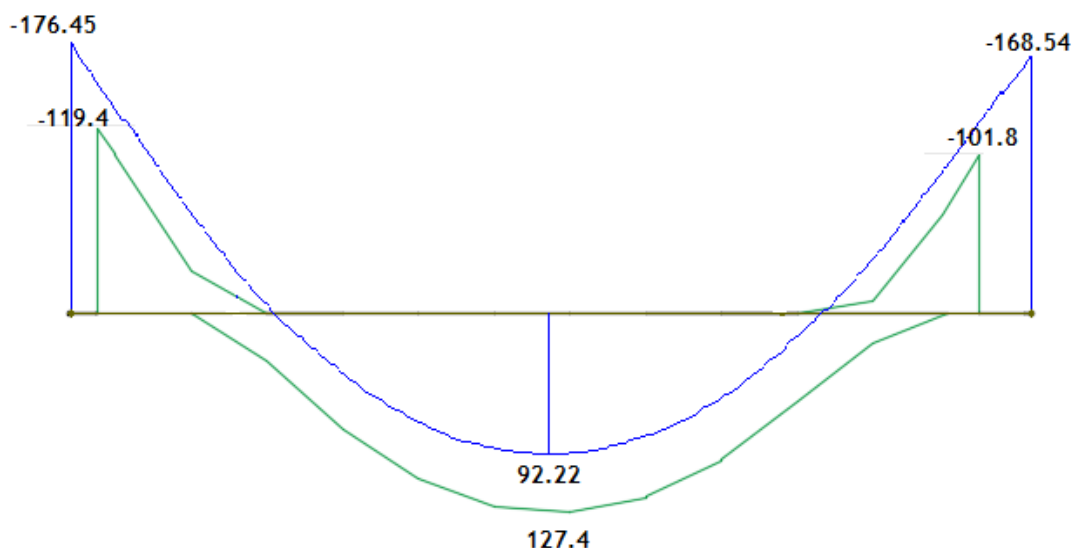


Figura 5.31 - Sobreposição da envolvente dos momentos fletores de acordo com o TRICALC com o diagrama de momentos obtido manualmente [kNm]

É de salientar que o programa de cálculo automático não considera que existe um encastramento puro na extremidade dos pilares, e no cálculo manual considerou-se a existência de encastramento nessa zona. Por isso, no cálculo manual os momentos negativos são superiores no encastramento, enquanto que no TRICAL não, sendo o valor do momento positivo maior segundo o programa automático.

No Quadro 5.5, resumem-se as armaduras resultantes do cálculo manual e do cálculo do programa automático. Em consequência do que foi referido anteriormente, a armadura inferior segundo o TRICALC é superior quando comparada ao do cálculo manual, enquanto que a armadura superior, tem valor mais elevado no cálculo manual.

Quadro 5.5 - Resumo das armaduras da viga V1625 à cota 1120 segundo o cálculo manual e o cálculo do programa automático

	Cálculo Manual		Programa de Cálculo Automático	
Armadura Superior	6Ø16 (12.06 cm ²)	5Ø16 (10.05 cm ²)	6Ø12 (6.79 cm ²)	6Ø12 (6.79 cm ²)
Armadura Inferior	3Ø16 (6.03 cm ²)		8Ø12 (9.05 cm ²)	
Armadura Transversal	2R est Ø6//12.5 (4.52 cm ² /m)	2R est Ø6//15 (3.76 cm ² /m)	2R est Ø6//10 (5.66 cm ² /m)	

Na Figura 5.32 e na Figura 5.33 são apresentados os pormenores construtivos da viga V1625, segundo o cálculo manual e o cálculo do programa automático, respetivamente.

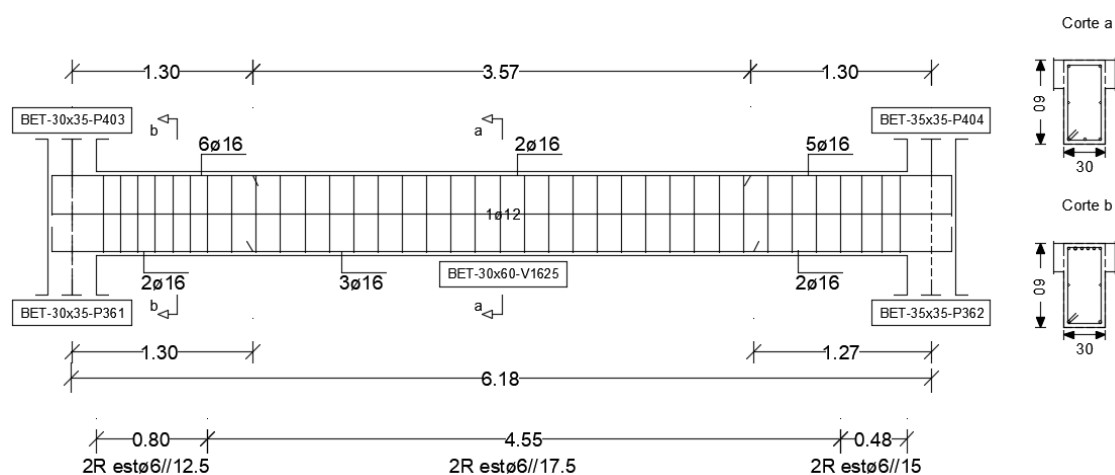


Figura 5.32 - Pormenor construtivo da viga V1625 de acordo com os cálculos manuais

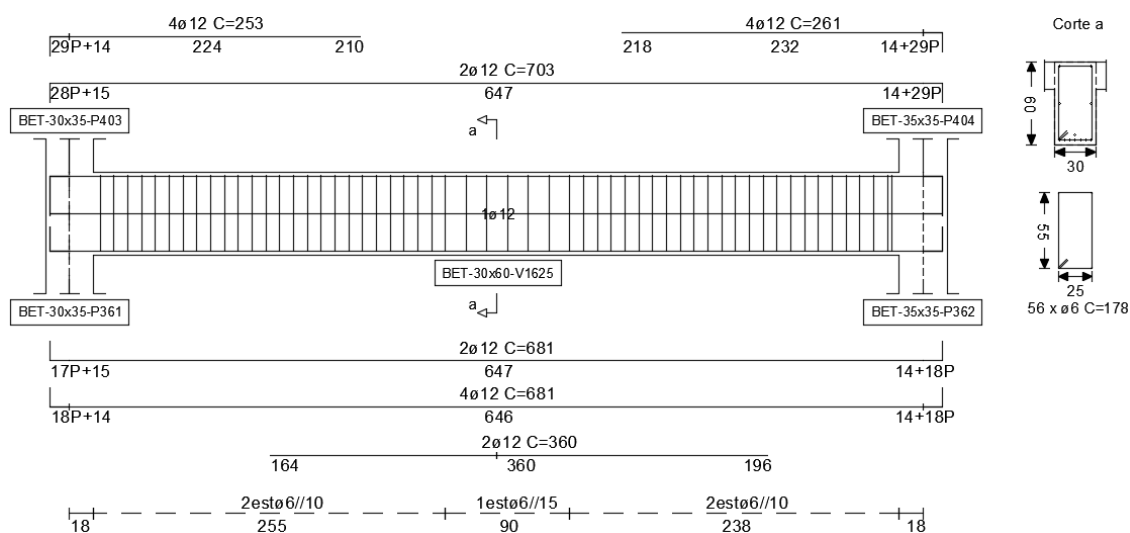


Figura 5.33 - Pormenor construtivo da viga V1625 de acordo com o programa de cálculo automático

CAPÍTULO 6

CONCLUSÃO

Em termos de conclusão pode-se dizer que o objectivo deste trabalho foi cumprido na sua totalidade. Durante sua a execução este projeto passou por várias fases, desde a solução estrutural com base no projeto arquitetónico, à quantificação de ações, ao pré-dimensionamento e dimensionamento, e por fim a pormenorização dos vários elementos estruturais.

Em relação ao edifício em estudo, mais concretamente, este demonstrou que a concordância entre a solução arquitetónica e a solução estrutural, por vezes, pode ser difícil, sendo essencial a colaboração de ambos os intervenientes para que seja encontrada uma estrutura coerente e compatível com as diversas especialidades.

O pré-dimensionamento dos elementos verticais e horizontais da estrutura revelou-se uma fase essencial, uma vez que permite obter uma ideia das dimensões que os elementos necessitam e melhorar assim a solução a adotar.

A utilização de um programa de cálculo automático, “TRICALC 7.5”, como auxílio à elaboração deste trabalho, revelou-se essencial devido à facilidade de interpretação de resultados das várias soluções estruturais estimadas. Uma ferramenta deste tipo não só facilita o cálculo para o projetista, como também encurta bastante o tempo de trabalho. Apesar de apresentar resultados credíveis para o correto dimensionamento de uma estrutura, os resultados devem sempre ser analisados com um espírito crítico devido a possíveis erros na criação do modelo estrutural e/ou na introdução de cargas.

Em suma, a elaboração deste projeto revelou-se essencial, pois permitiu pôr à prova os conhecimentos adquiridos ao longo desta fase académica, bem como a aprendizagem de conceitos essenciais relacionados com o projeto de estabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Gomes, A., Vinagre, J. - “Betão armado e pré-esforçado I - Tabelas de Cálculo”, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 1997;
- [2] Norma NP EN 206-1: 2007 - Betão, Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade;
- [3] NP EN 1990: 2009 - Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas;
- [4] NP EN 1991-1-1: 2009 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas: Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas;
- [5] NP EN 1991-1-3: 2009 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas: Ações da neve;
- [6] NP EN 1992-1-1: 2010 - Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão: Regras gerais e regras para edifícios;
- [7] NP EN 1998-1: 2010 - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- [8] Mecânica dos Solos - Eng^a Geológica - DEC/FCT/UNL;
- [9] R.E.B.A.P.: 1983 - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado;
- [10] R.S.A.: 1983 - Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes.

ANEXO I - MEMÓRIA DESCRITIVA

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO
2. DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA
3. CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS
4. SOLUÇÃO ESTRUTURAL
 - 4.1 LAJES
 - 4.2 PILARES
 - 4.3 VIGAS
 - 4.4 FUNDAÇÕES
5. AÇÕES
 - 5.1 AÇÕES PERMANENTES
 - 5.2 AÇÕES VARIÁVEIS
6. COMBINAÇÃO DE AÇÕES
7. MATERIAIS ESTRUTURAIS
8. LEGISLAÇÃO
9. ASPETOS CONSTRUTIVOS

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

1. INTRODUÇÃO

No presente documento, apresenta-se a Memória Descritiva e Justificativa referentes ao Projeto de Estabilidade para um Edifício de Habitação, a construir em Belmonte.

2. DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA

O edifício é composto por três pisos abaixo da cota de soleira destinados a estacionamento de veículos ligeiros, com um pé direito de 2.20 m e cinco pisos elevados acima do solo destinados a habitação, com um pé direito de 2.60 m. Os pisos destinados a estacionamento têm uma área aproximadamente de 424 m², o piso 0 tem cerca de 284 m² e os restantes pisos têm cerca de 294 m².

As ligações verticais entre pisos são asseguradas por uma caixa de escadas e pelos elevadores. O piso 0 encontra-se ao nível do pavimento exterior, desta forma a entrada principal do edifício, assim como o acesso ao exterior ao estacionamento é efetuada por ele.

O edifício apresenta uma cobertura plana acessível, com platibanda de 1.1 m de altura em toda a periferia.

3. CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS

Na ausência do relatório geotécnico do tipo de terreno onde a estrutura vai ser implantada, considerou-se uma tensão admissível do solo de fundações de 0.35 MPa. Quanto à escavação, esta deverá ser feita em conformidade com as cotas de profundidade das fundações.

4. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

4.1 LAJES

Para as lajes do edifício preconizou-se uma solução mista entre laje fungiforme e lajes vigadas com uma espessura constante de 20 cm e armadas em duas direções.

4.2 PILARES

Os pilares são os elementos estruturais que têm como função resistir às ações provenientes das lajes, detêm uma variação da sua secção dependendo do nível de esforços a que cada elemento estará sujeito.

Para o dimensionamento de pilares, considerou-se, inicialmente, uma secção de 30 x 30 cm para os pilares interiores, e para os pilares de contorno uma secção de 35 x 35 cm, alterando a secção destas conforme os resultados obtidos pelo programa de cálculo, aumentando as secções até cumprir todos os requisitos de segurança e estabilidade do edifício.

4.3 VIGAS

As vigas existentes no interior são embebidas na laje funcionando assim como um reforço à laje, exceto uma, que incide na zona de parede interior. As vigas de contorno têm uma altura superior à da laje, incidindo na zona de paredes exteriores.

4.4 FUNDAÇÕES

As fundações são constituídas por sapatas isoladas e, em alguns casos, por sapatas conjuntas de betão armado, ligadas através de lintéis de fundação, de modo a garantir uma maior estabilidade ao conjunto, absorvendo momentos originários dos elementos verticais e possíveis assentamentos diferenciais. Os lintéis de fundação estão situados no terreno escavado até uma cota conveniente para assegurar a capacidade de suporte adequado.

5. AÇÕES

A definição das ações, ainda que simples, é um dos parâmetros mais importantes para o correto dimensionamento da estrutura a analisar. É uma etapa inicial, que irá influenciar todos os resultados finais. A quantificação das ações foi efetuada com base no RSA, no EC1, assim como nas tabelas de cálculo e medições efetuadas no projeto arquitetónico.

5.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes caracterizam-se pelo seu valor constante ou com pequenas variações ao longo da vida útil da estrutura.

Peso Volúmico do Betão Armado: 25 kN/m³

Peso Volúmico do Solo: 21.60 kN/m³

Impulso do Solo no Muro de Cave: 76.68 kN/m² (valor máximo)

Revestimento da Laje de Piso: 1.5 kN/m²

Revestimento da Laje de Cobertura Acessível: 2.00 kN/m²

Casa das Máquinas do Elevador: 10.00 kN/m²

Parede de Alvenaria Exterior: 2.31 a 7.80 kN/m

Parede de Alvenaria Interior: 1.87 kN/m² (distribuída no pavimento)

Parede de Alvenaria Interior: 5.72 a 7.80 kN/m (linear sobre o pavimento)

5.2 AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis, apresentam uma grande variabilidade de intensidade ao longo da vida útil da estrutura.

- Sobrecargas de Utilização

Pavimento: 2.00 kN/m²

Cobertura Acessível: 2.00 kN/m²

Cobertura não Acessível: 0.4 kN/m²

Varandas: 4.00 kN/m² (numa faixa de um metro de largura adjacente ao parapeito)

Varandas: 2.00 kN/m²

Escadas: 2.00 kN/m²

Garagem: 2.50 kN/m²

Acessos: 4.00 kN/m²

- Ação da Neve

A ação da neve foi quantificada segundo o EC1, de modo a obter o valor das cargas tanto ao nível do solo como da cobertura, tendo em conta a zona da implantação do edifício.

Uma vez que a cobertura contém uma platibanda em toda a sua periferia, deverá ser contabilizada a possível acumulação da neve nessa zona. A ação da neve toma um valor variável entre os 2.20 kN/m², junto à platibanda, e 0.53 kN/m², a 5.50 m desta. Dado que o programa de cálculo utilizado, TRICALC, não permite colocar uma carga distribuída por superfície variável discretizou-se esta numa sucessão de quatro cargas uniformemente distribuídas. Para o valor de cada uma destas cargas foi considerado o valor médio de cada faixa.

- Ação do Sismo

O dimensionamento do edifício é efetuado para que, na ocorrência de um sismo, a estrutura se mantenha funcional, ou seja que os danos sejam escassos e também para que não seja colocada em risco a vida humana. A quantificação da ação sísmica foi tida em conta segundo a regulamentação EC8.

Zoneamento e Tipos de Ações Sísmicas

O projeto em estudo situa-se em Belmonte, então para a ação sísmica Tipo 1 encontra-se na zona 1.6 com aceleração máxima de referência de 0.35 m/s², e para a ação sísmica do Tipo 2 na zona 2.4 com aceleração máxima de referência 1.1 m/s².

Tipos de Terreno

Não possuindo o relatório geotécnico do tipo de terreno onde a estrutura vai ser implantada, foi admitido que o terreno se assemelha à descrição do perfil estratigráfico do tipo C do Quadro 3.1, Art.º 3.1.2(1) do EC8. Foi assim considerado que o terreno se equipara a “depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros”.

Classes e Coeficientes de Importância

Para projeto em estudo a classe de importância é a II, visto que se trata de um edifício para habitação e o coeficiente de importância para a classe II é de 1.00, para ambos os tipos de ação sísmica.

Componente Horizontal da Ação Sísmica

Os valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1, para o tipo de terreno C, são:

$$S_{\text{máx}} = 1.6$$

$$T_B = 0.1 \text{ s}$$

$$T_C = 0.6 \text{ s}$$

$$T_D = 2.0 \text{ s}$$

Os valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 2, para o tipo de terreno C, são:

$$S_{\text{máx}} = 1.6$$

$$T_B = 0.1 \text{ s}$$

$$T_C = 0.25 \text{ s}$$

$$T_D = 2.0 \text{ s}$$

Coeficiente de Comportamento

Para a definição da ação sísmica horizontal, é preciso determinar o coeficiente de comportamento, que é utilizado para a definição do espectro de resposta de cálculo. Este coeficiente é utilizado no EC8 como forma de reduzir as forças obtidas na análise linear, para ter em conta a resposta não linear da estrutura, estando estes relacionados com:

- Classe de ductilidade escolhida;
- Tipo de sistema estrutural;

- Regularidade em altura.

Visto que a estrutura é considerada de DCM (classe de ductilidade média) e classificado como sendo um sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas, o coeficiente de comportamento toma o valor de 3.9.

6. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Os Estados Limite utilizados para a verificação de segurança da estrutura são de dois tipos:

Os Estados Limites Últimos estão associados a prejuízos elevados que podem por em causa a capacidade de suporte da estrutura e à segurança das pessoas.

Os Estados Limites de Utilização são definidos através das condições de durabilidade, ou seja, estão relacionados com a permanência na estrutura. Estes podem afetar o funcionamento da mesma, o aspeto da construção e o conforto das pessoas.

Para a verificação da segurança ao Estado Limite Último, os valores de cálculo dos esforços atuantes devem ser calculados de acordo com os seguintes regulamentos de combinação:

- Combinação fundamental (Art.º 6.4.3.2 do EC0):

$$E_d = E \left\{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,1} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,1}$$

- Combinação com ação sísmica (Art.º 6.4.3.4 do EC0):

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Segundo o EC0, existem três tipos de combinações diferentes para a verificação da segurança ao Estado Limite de Utilização:

- Combinação característica (Art.º 6.5.3 (a) do EC0):

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinação frequente (Art.º 6.5.3 (b) do EC0):

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinação quase-permanente (Art.º 6.5.3 (c) do EC0):

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Onde,

E_d - Valor de dimensionamento para o efeito de uma ação;

$G_{k,j}$ - Valor característico de uma ação permanente j ;

$Q_{k,i}$ - Valor característico de uma ação variável i ;

$Q_{k,1}$ - Valor característico de uma ação variável base;

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial para as ações permanentes j ;

$\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial para as ações variáveis i ;

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial relativo à ação variável base;

γ_p - Coeficiente parcial relativo à ação de pré-esforço;

$\psi_{0,i}$ - Coeficiente de combinação para as ações variáveis i ;

$\psi_{1,i}$ - Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis i ;

$\psi_{2,i}$ - Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis i ;

A_{Ed} - Valor de cálculo para a ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ak}$);

γ_I - Coeficiente de importância;

A_{Ek} - Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência;

" + " - Significa "a combinar com";

Σ - Significa "o efeito combinado de".

7. MATERIAIS ESTRUTURAIS

Os materiais utilizados para a construção dos elementos estruturais foram um betão de classe C25/30 e um aço de classe A400NR.

Os requisitos de durabilidade do betão devem satisfazer todas as exigências estabelecidas pela NP EN 206-1.

As classes de exposição são definidas de acordo com o tipo de ambiente onde se insere a estrutura que irá ser projetada. Relativamente aos elementos que constituem a estrutura do edifício, foi considerada uma classe de exposição XC2 para os elementos em contacto com o solo (fundações, muros de cave, etc.) e uma classe de exposição XC1 para os restantes elementos, por estarem relativamente protegidos em relação à exposição à humidade.

Características mecânicas mais relevantes do betão C25/30:

Valor característico da tensão de rotura por compressão: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$;

Valor de cálculo da tensão de rotura por compressão: $f_{cd} = 16.7 \text{ MPa}$;

Valor médio da tensão de rotura por tração simples: $f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$.

Características mecânicas mais relevantes do aço A400NR:

Valor característico da tensão de cedência à tração simples: $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$;

Valor de cálculo da tensão de cedência à tração simples: $f_{yd} = 348 \text{ MPa}$.

8. LEGISLAÇÃO

O presente projeto foi elaborado segundo as normas vigentes, nomeadamente:

RSA - Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983;

REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983;

Norma NP EN 206-1: Betão, Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade, 2007;

EC0 - Eurocódigo 0: Bases para o Projeto de Estruturas, 2009;

EC1 - Eurocódigo 1: Ações em Estruturas, 2009;

EC2 - Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Armado, 2010;

EC8 - Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para a Resistências aos Sismos, 2010;

Tabelas de Cálculo.

9. ASPETOS CONSTRUTIVOS

Todos os aspetos construtivos são os definidos na regulamentação Portuguesa vigente, nomeadamente Eurocódigos e RSA.

Em tudo o omissso no presente no projeto seguir-se-ão as Normas Portuguesas relativas e específicas de cada matéria.

Covilhã, outubro de 2017

A Eng. Civil

(Eng. Tatiana Carvalho)

ANEXO II - ORÇAMENTO

ORÇAMENTO

		QUANTIDADE	VALOR UNITÁRIO	TOTAL
Sapatas	m ³	43.38	164.78	7 148.16
Lintéis	m ³	10.77	165.98	1 787.27
Muro de Cave	m ³	110.25	165.41	18 236.45
Paredes Resistentes	m ³	196.27	316.41	62 100.53
Pilares	m ³	79.50	426.81	33 931.40
Vigas	m ³	92.08	371.84	34 239.03
Laje de Escadas	m ²	99.81	95.47	9 528.86
Lajes	m ²	3 100.43	83.90	260 126.08

TOTAL GERAL 427 097.77

Esta obra tem uma área de implantação de 452.55 m², logo aproximadamente o valor médio de implantação por metro quadrado é de 943.76 €/m².

Esta obra tem uma área de construção de 3 211.32 m², logo aproximadamente o valor médio de construção por metro quadrado é de 133.00 €/m².

ANEXO III - AÇÃO SÍSMICA

1. OPÇÕES DE AÇÕES DE SISMO

- Método de cálculo: Dinâmico (RSA)
- Zona sísmica C
- Natureza do Terreno II
- Cota do solo: (cm): 0
- Não se considera a acção sísmica vertical
- Ductilidade normal
- Estrutura Em Pórtico
- Coeficiente de amortização: 5%
- Cálculo de modos de vibração: Globalmente sem condensação
- Considerar a massa rotacional
- Não considerar a excentricidade accidental
- Não combinar as ações sísmicas horizontais segundo a "regra dos 30%"
- Aceleração sísmica rotacional: 0.00 (rd/s²) / (cm/s²)
- Nº modos de vibração a considerar: 30
- % massa efectiva máxima a considerar: 90%

Percentagem das sobrecargas que intervêm no sismo

Permanentes:	100.00%
Sobrecargas:	30.00%
Neve:	0.00%
Móveis:	30.00%

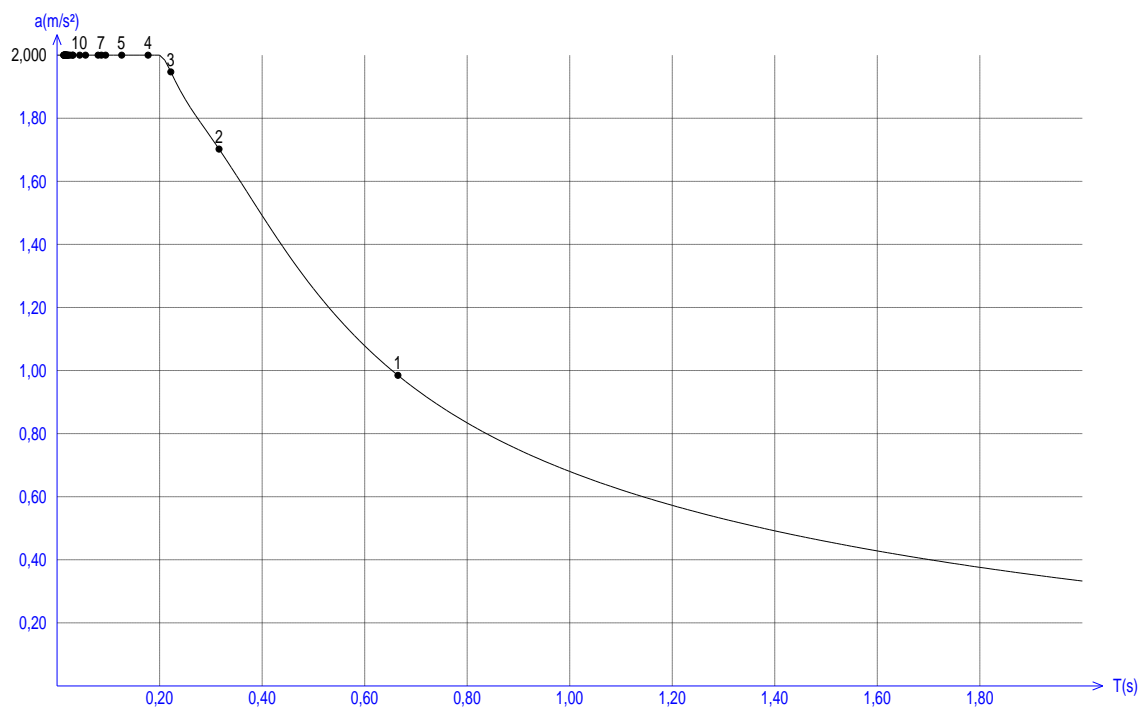
2. PERÍODOS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO

Modo		$\omega(\text{rad/s})$	T(s)	f(Hz)	Elástica		De cálculo		M.Ef(%)	Som.M (%)
					a1(m/s²)	a2(m/s²)	a1(m/s²)	a2(m/s²)		
1	X	9.449	0.665	1.504	0.985	1.140	0.394	0.456	27.224	27.224
	Z				0.985	1.140	0.394	0.456	25.775	25.775
2	X	19.883	0.316	3.164	1.702	1.140	0.681	0.456	45.888	73.112
	Z				1.702	1.140	0.681	0.456	24.224	49.999
3	X	28.307	0.222	4.505	1.947	1.140	0.779	0.456	1.386	74.499
	Z				1.947	1.140	0.779	0.456	0.001	50.000
4	X	35.385	0.178	5.632	2.000	1.140	0.800	0.456	5.602	80.100
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	31.405	81.405
5	X	49.841	0.126	7.933	2.000	1.140	0.800	0.456	1.069	81.169
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.251	81.657
6	X	66.354	0.095	10.561	2.000	1.140	0.800	0.456	0.248	81.417
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.932	82.589
7	X	72.632	0.087	11.560	2.000	1.140	0.800	0.456	11.877	93.294
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	5.923	88.512
8	X	78.463	0.080	12.488	2.000	1.140	0.800	0.456	0.003	93.297
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.130	88.642
9	X	113.085	0.056	17.998	2.000	1.140	0.800	0.456	1.272	94.569
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	5.995	94.637
10	X	142.268	0.044	22.643	2.000	1.140	0.800	0.456	2.949	97.518
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	1.674	96.311
11	X	202.258	0.031	32.190	2.000	1.140	0.800	0.456	0.659	98.177
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	1.045	97.356
12	X	208.576	0.030	33.196	2.000	1.140	0.800	0.456	0.709	98.886
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	1.111	98.467
13	X	247.012	0.025	39.313	2.000	1.140	0.800	0.456	0.215	99.101
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.158	98.625
14	X	283.520	0.022	45.124	2.000	1.140	0.800	0.456	0.134	99.235
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.366	98.991
15	X	301.349	0.021	47.961	2.000	1.140	0.800	0.456	0.032	99.267
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.072	99.063
16	X	312.795	0.020	49.783	2.000	1.140	0.800	0.456	0.069	99.336
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.191	99.254
17	X	337.230	0.019	53.672	2.000	1.140	0.800	0.456	0.014	99.350
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.000	99.254
18	X	349.629	0.018	55.645	2.000	1.140	0.800	0.456	0.022	99.372
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.008	99.261
19	X	361.744	0.017	57.573	2.000	1.140	0.800	0.456	0.081	99.453
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.045	99.307
20	X	364.216	0.017	57.967	2.000	1.140	0.800	0.456	0.019	99.472
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.008	99.314
21	X	372.802	0.017	59.333	2.000	1.140	0.800	0.456	0.022	99.494
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.061	99.376
22	X	388.924	0.016	61.899	2.000	1.140	0.800	0.456	0.002	99.496
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.039	99.415
23	X	404.988	0.016	64.456	2.000	1.140	0.800	0.456	0.026	99.522

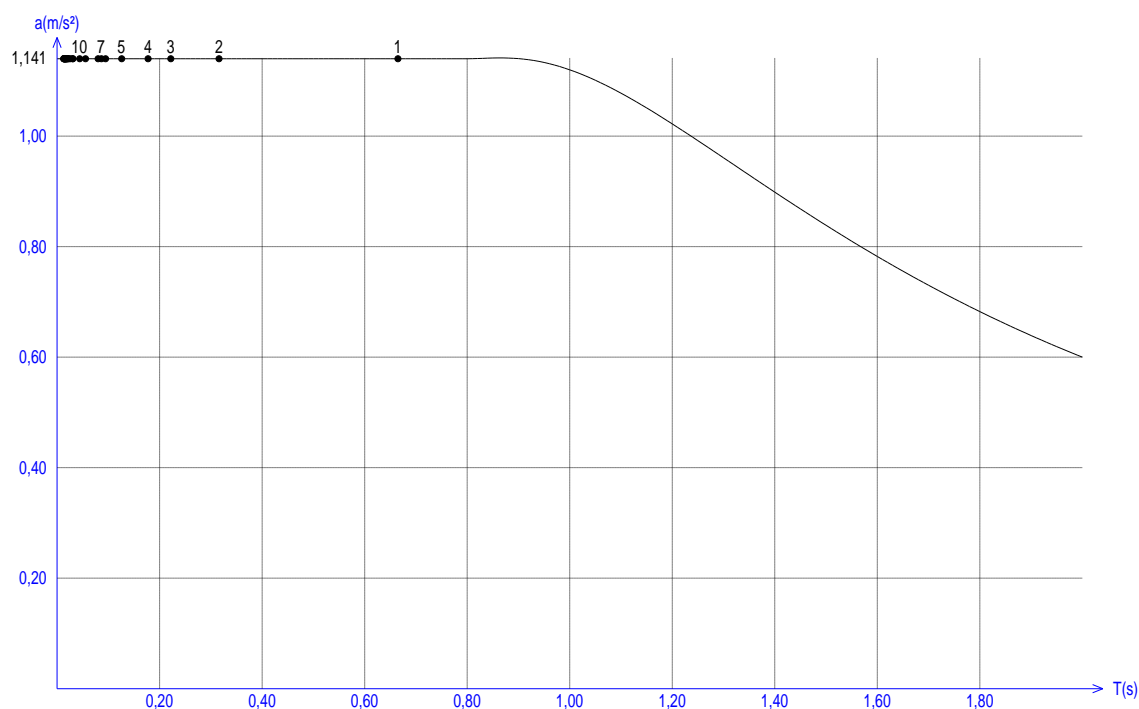
Modo		$\omega(\text{rad/s})$	T(s)	f(Hz)	Elástica		De cálculo		M.Ef(%)	Som.M (%)
					a1(m/s ²)	a2(m/s ²)	a1(m/s ²)	a2(m/s ²)		
	Z				2.002	1.140	0.800	0.456	0.001	99.416
24	X	421.964	0.015	67.158	2.000	1.140	0.800	0.456	0.003	99.525
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.003	99.419
25	X	425.804	0.015	67.769	2.000	1.140	0.800	0.456	0.003	99.528
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.002	99.421
26	X	434.785	0.014	69.198	2.000	1.140	0.800	0.456	0.023	99.550
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.000	99.422
27	X	442.238	0.014	70.384	2.000	1.140	0.800	0.456	0.009	99.560
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.002	99.424
28	X	466.011	0.013	74.168	2.000	1.140	0.800	0.456	0.001	99.560
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.000	99.424
29	X	471.909	0.013	75.107	2.000	1.140	0.800	0.456	0.002	99.562
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.000	99.424
30	X	479.422	0.013	76.302	2.000	1.140	0.800	0.456	0.000	99.562
	Z				2.000	1.140	0.800	0.456	0.001	99.425

3. ESPECTROS ELÁSTICOS

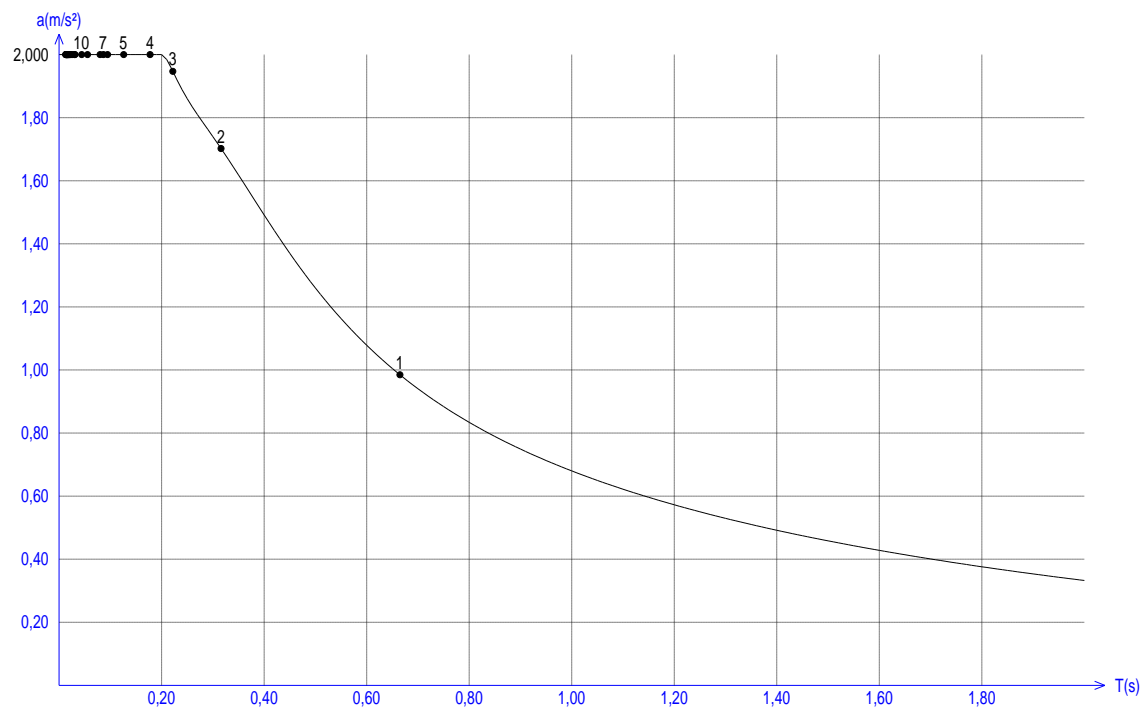
Direcção X (Sismo 1)



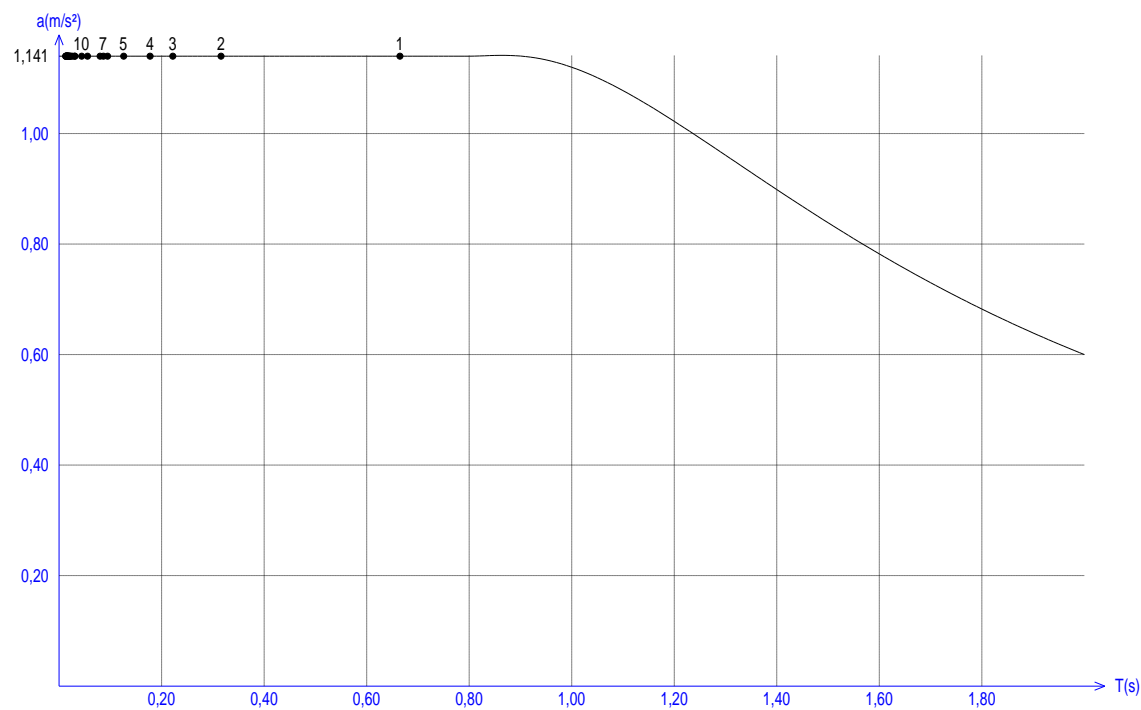
Direcção X (Sismo 2)



Direcção Z (Sismo 1)

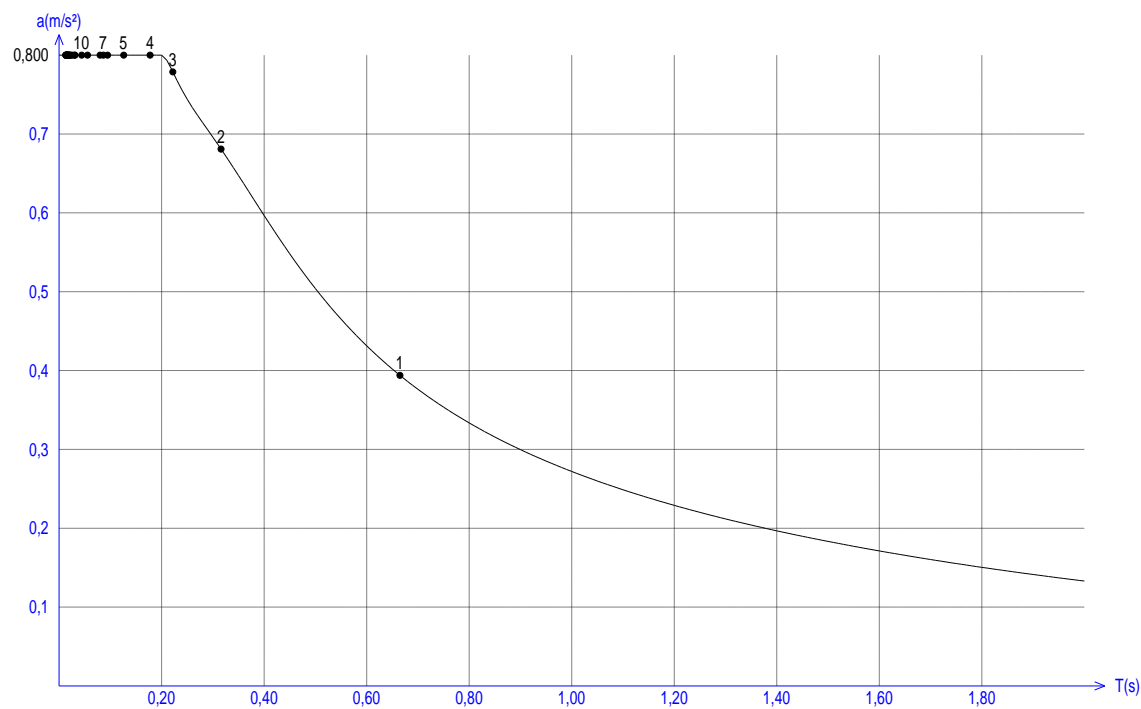


Direcção Z (Sismo 2)

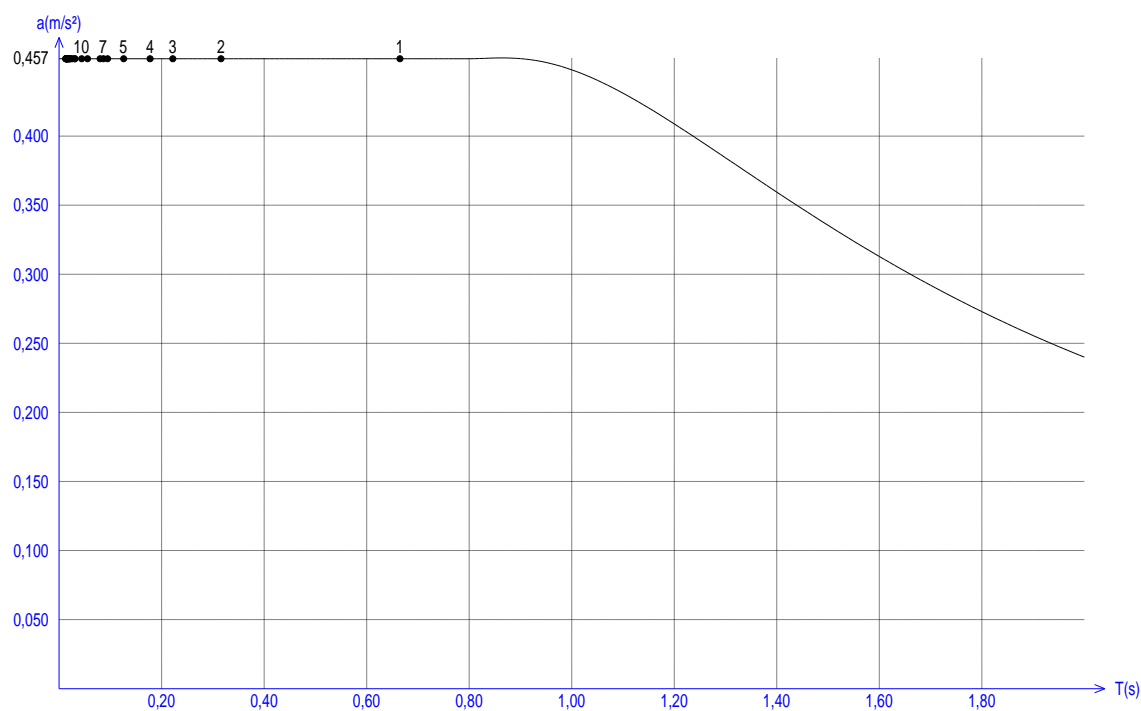


4. ESPECTROS DE CÁLCULO

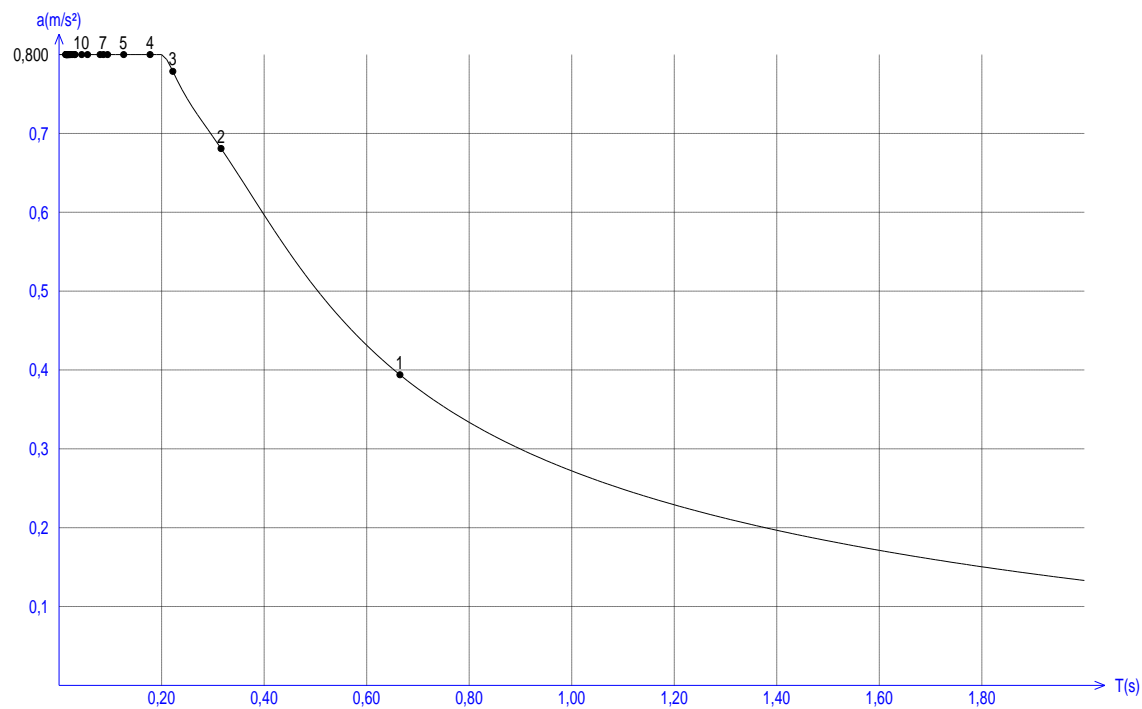
Direcção X (Sismo 1)



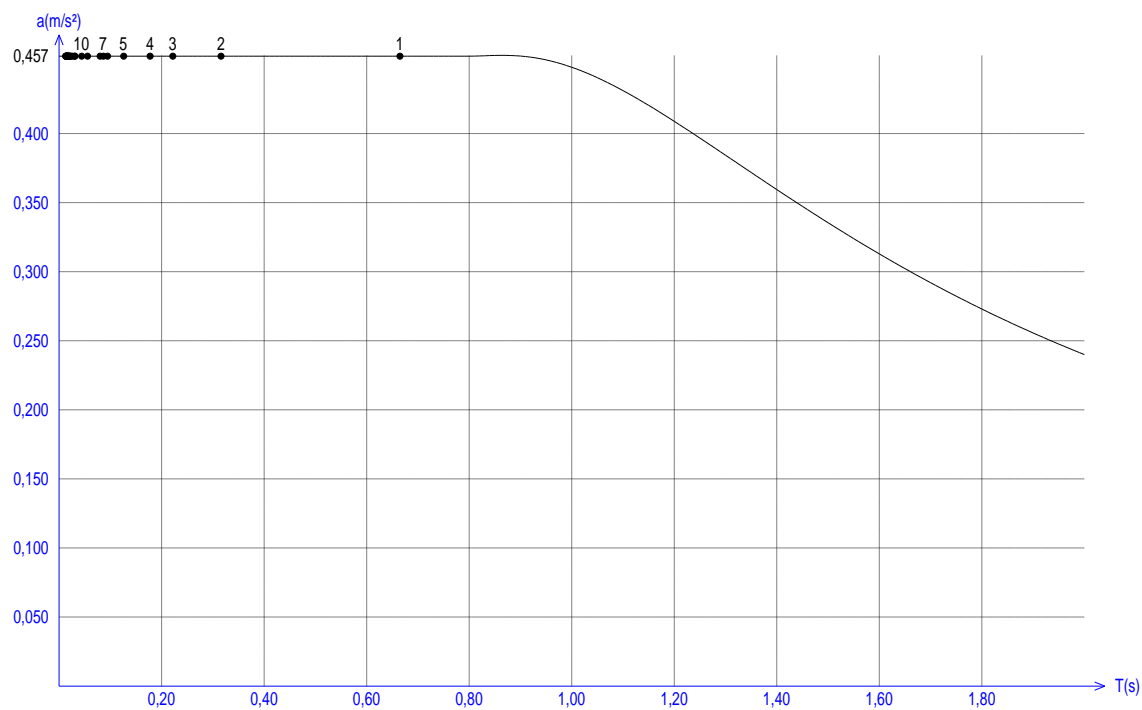
Direcção X (Sismo 2)



Direcção Z (Sismo 1)



Direcção Z (Sismo 2)



1. OPÇÕES DE AÇÕES DE SISMO

Método de cálculo: Dinâmico (EN 1998-1:2004)

Aceleração sísmica de referência:	0.04·g
Aceleração sísmica de cálculo:	0.04·g
Grau de sismicidade:	Muito baixa
Coeficiente de comportamento:	q = 3.90
Valor básico do coeficiente de comportamento:	q ₀ = 3.90
Tipo de espectro:	1

Classe de importância: II: Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias

Natureza do Terreno: C: Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, seixo ou argila rija

Ductilidade: DCM: Média capacidade de dissipação de energia

Estrutura resistente ao sismo, de betão armado: Sistema porticado

A estrutura é regular em planta

A estrutura é regular em alçado

Cota do solo: (cm): 0

Não se considera a acção sísmica vertical

Cálculo de modos de vibração: Globalmente sem condensação

Considerar a massa rotacional

Não considerar a excentricidade accidental

Não combinar as ações sísmicas horizontais segundo a "regra dos 30%"

Aceleração sísmica rotacional: 0.00 (rd/s²) / (cm/s²)

Nº modos de vibração a considerar: 30

% massa efectiva máxima a considerar: 90%

Porcentagem das sobrecargas que intervêm no sismo

Permanentes:	100.00%
Sobrecargas:	24.00%
Neve:	0.00%
Móveis:	24.00%

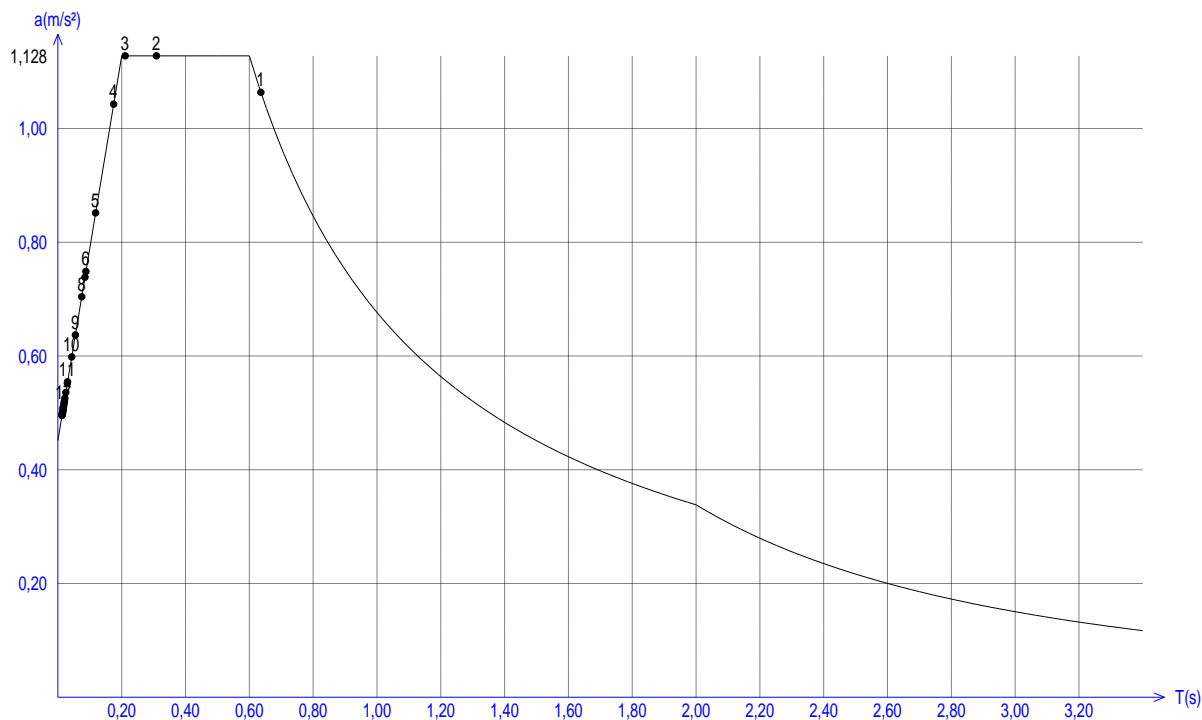
2. PERÍODOS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO

Modo		$\omega(\text{rad/s})$	T(s)	f(Hz)	a1(m/s ²)	a1(m/s ²)	M.Ef(%)	Som.M(%)
					Elástica	De cálculo		
1	X	9.877	0.636	1.572	1.064	0.273	28.476	28.476
	Z				1.064	0.273	24.686	24.686
2	X	20.336	0.309	3.236	1.128	0.289	44.073	72.549
	Z				1.128	0.289	25.694	50.380
3	X	29.775	0.211	4.739	1.128	0.289	1.421	73.970
	Z				1.128	0.289	0.136	50.517
4	X	35.923	0.175	5.717	1.043	0.291	6.310	80.280
	Z				1.043	0.291	30.564	81.081
5	X	53.092	0.118	8.450	0.852	0.294	1.024	81.303
	Z				0.852	0.294	0.402	81.482
6	X	71.466	0.088	11.374	0.749	0.296	1.295	82.599
	Z				0.749	0.296	0.276	81.759
7	X	73.953	0.085	11.770	0.739	0.296	10.604	93.203
	Z				0.739	0.296	6.853	88.611
8	X	84.030	0.075	13.374	0.704	0.296	0.067	93.270
	Z				0.704	0.296	0.047	88.659
9	X	114.340	0.055	18.198	0.637	0.298	1.350	94.620
	Z				0.637	0.298	5.848	94.507
10	X	144.453	0.043	22.990	0.598	0.298	2.863	97.483
	Z				0.598	0.298	1.788	96.295
11	X	205.574	0.031	32.718	0.555	0.299	0.636	98.119
	Z				0.555	0.299	1.091	97.386
12	X	210.577	0.030	33.514	0.552	0.299	0.730	98.849
	Z				0.552	0.299	1.077	98.462
13	X	250.854	0.025	39.925	0.536	0.299	0.226	99.076
	Z				0.536	0.299	0.164	98.627
14	X	285.044	0.022	45.366	0.526	0.299	0.122	99.197
	Z				0.526	0.299	0.314	98.940
15	X	306.091	0.021	48.716	0.521	0.300	0.101	99.299
	Z				0.521	0.300	0.231	99.171
16	X	319.646	0.020	50.873	0.518	0.300	0.023	99.322
	Z				0.518	0.300	0.062	99.233
17	X	341.267	0.018	54.314	0.513	0.300	0.006	99.328
	Z				0.513	0.300	0.001	99.235
18	X	351.515	0.018	55.945	0.512	0.300	0.024	99.352
	Z				0.512	0.300	0.008	99.243
19	X	363.367	0.017	57.832	0.510	0.300	0.000	99.352
	Z				0.510	0.300	0.001	99.243
20	X	365.990	0.017	58.249	0.509	0.300	0.123	99.475
	Z				0.509	0.300	0.075	99.318
21	X	373.859	0.017	59.502	0.508	0.300	0.012	99.486
	Z				0.508	0.300	0.047	99.365
22	X	392.697	0.016	62.500	0.505	0.300	0.002	99.488
	Z				0.505	0.300	0.035	99.400
23	X	409.036	0.015	65.100	0.503	0.300	0.030	99.518

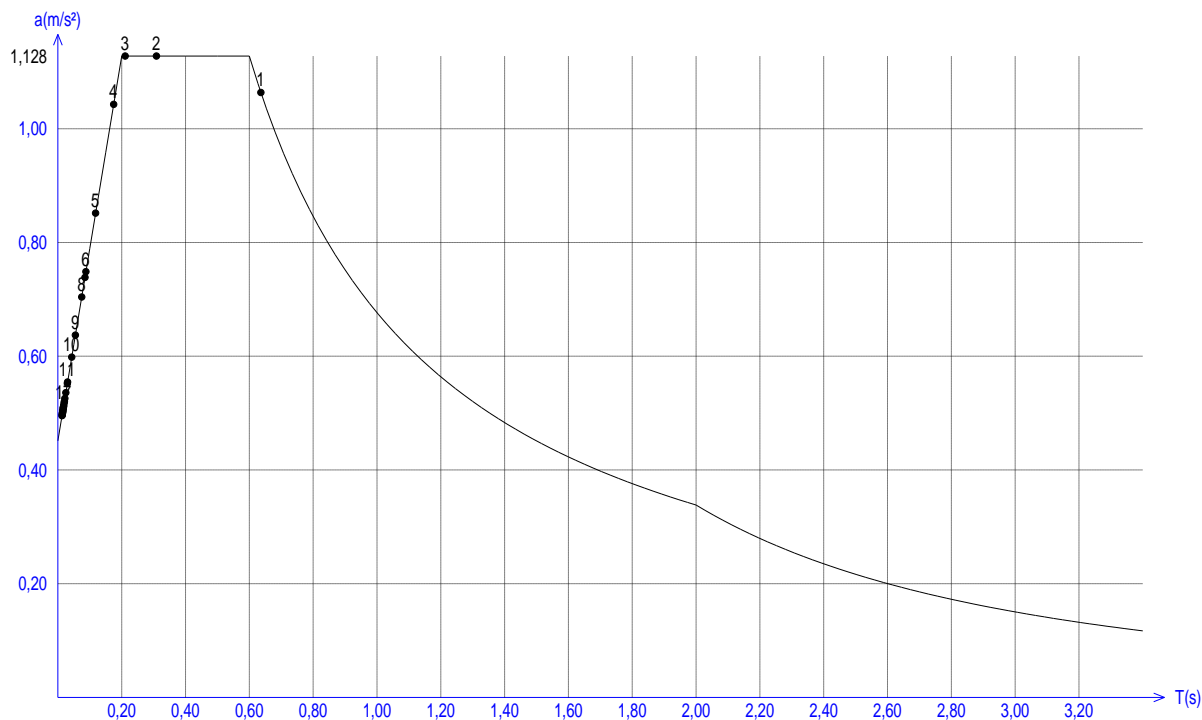
Modo		$\omega(\text{rad/s})$	T(s)	f(Hz)	a1(m/s ²)	a1(m/s ²)	M.Ef(%)	Som.M(%)
					Elástica	De cálculo		
	Z				0.503	0.300	0.000	99.400
24	X	412.649	0.015	65.675	0.503	0.300	0.000	99.518
	Z				0.503	0.300	0.013	99.413
25	X	428.123	0.015	68.138	0.501	0.300	0.005	99.523
	Z				0.501	0.300	0.000	99.414
26	X	439.492	0.014	69.947	0.499	0.300	0.020	99.542
	Z				0.499	0.300	0.000	99.414
27	X	444.514	0.014	70.747	0.499	0.300	0.012	99.554
	Z				0.499	0.300	0.003	99.417
28	X	467.508	0.013	74.406	0.497	0.300	0.001	99.555
	Z				0.497	0.300	0.000	99.417
29	X	473.443	0.013	75.351	0.496	0.300	0.001	99.556
	Z				0.496	0.300	0.000	99.417
30	X	480.747	0.013	76.513	0.495	0.300	0.000	99.557
	Z				0.495	0.300	0.001	99.418

3. ESPECTROS ELÁSTICOS

Direção X

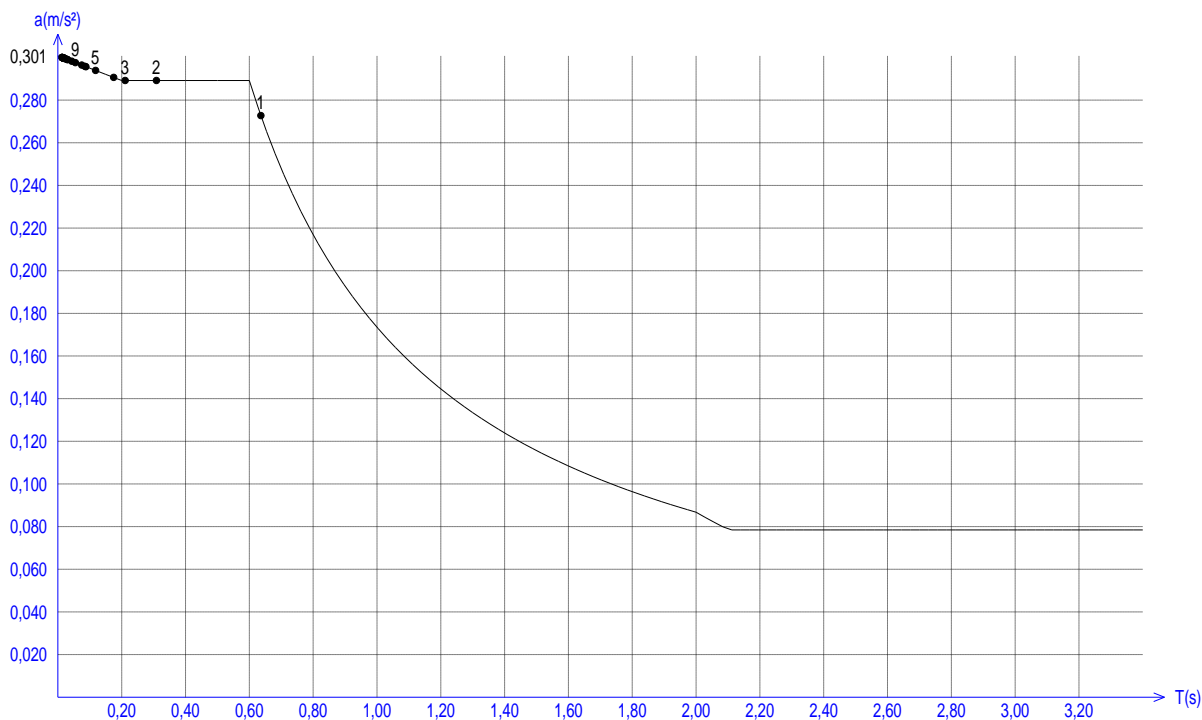


Direção Z

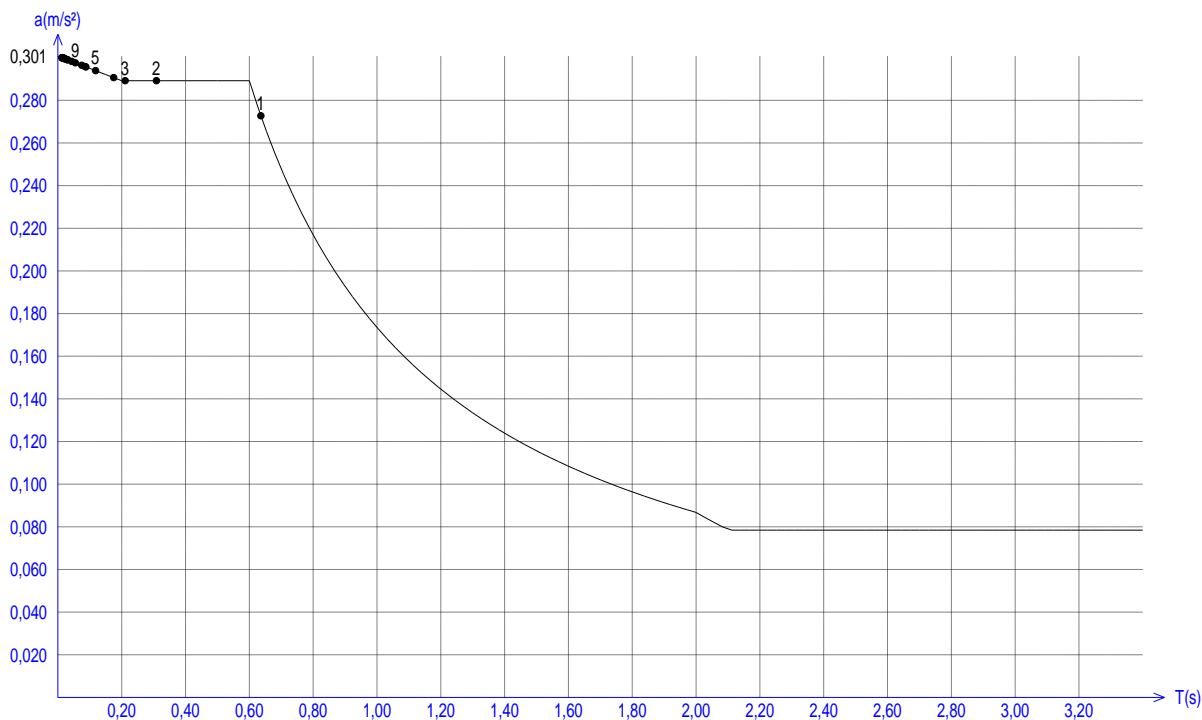


4. ESPECTROS DE CÁLCULO

Direção X



Direção Z



1. OPÇÕES DE AÇÕES DE SISMO

Método de cálculo: Dinâmico (EN 1998-1:2004)

Aceleração sísmica de referência: $0.11 \cdot g$

Aceleração sísmica de cálculo: $0.11 \cdot g$

Grau de sismicidade: Alta

Coeficiente de comportamento: $q = 3.90$

Valor básico do coeficiente de comportamento: $q_0 = 3.90$

Tipo de espectro: 2

Classe de importância: II: Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias

Natureza do Terreno: C: Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, seixo ou argila rija

Ductilidade: DCM: Média capacidade de dissipação de energia

Estrutura resistente ao sismo, de betão armado: Sistema porticado

A estrutura é regular em planta

A estrutura é regular em alçado

Cota do solo: (cm): 0

Não se considera a ação sísmica vertical

Cálculo de modos de vibração: Globalmente sem condensação

Considerar a massa rotacional

Não considerar a excentricidade accidental

Não combinar as ações sísmicas horizontais segundo a "regra dos 30%"

Aceleração sísmica rotacional: $0.00 \text{ (rd/s}^2\text{) / (cm/s}^2\text{)}$

Nº modos de vibração a considerar: 30

% massa efectiva máxima a considerar: 90%

Percentagem das sobrecargas que intervêm no sismo

Permanentes: 100.00%

Sobrecargas: 24.00%

Neve: 0.00%

Móveis: 24.00%

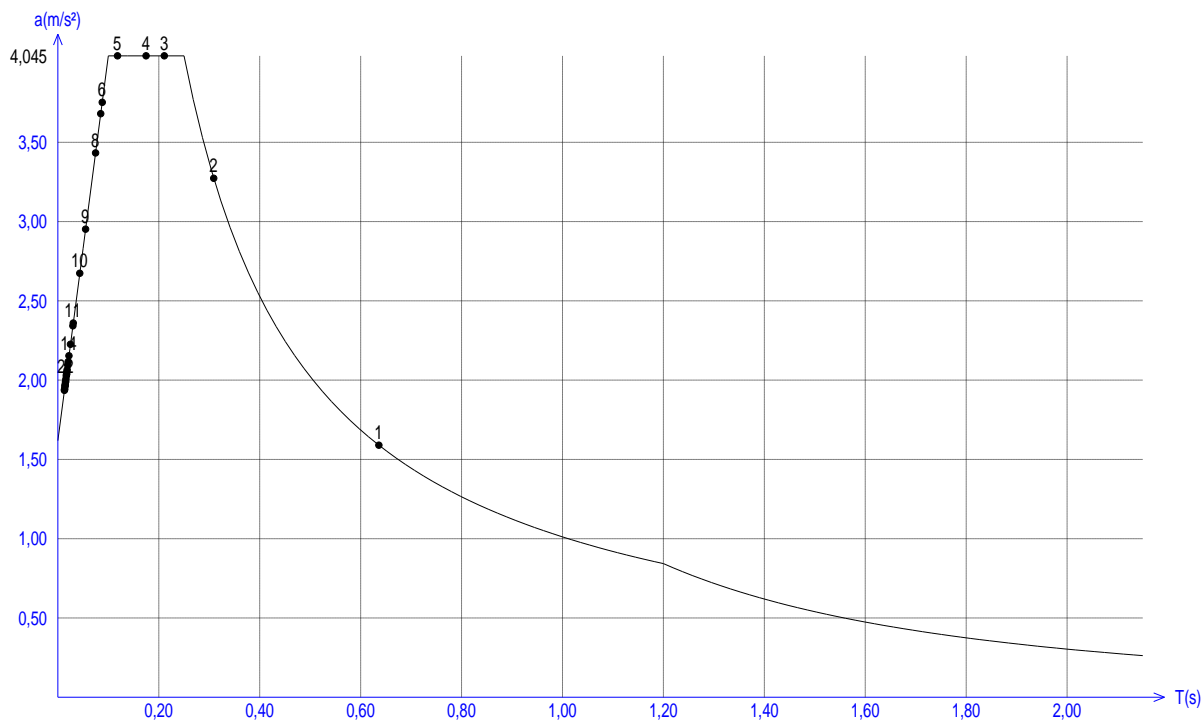
2. PERÍODOS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO

Modo		$\omega(\text{rad/s})$	T(s)	f(Hz)	a2(m/s ²)	a2(m/s ²)	M.Ef(%)	Som.M(%)
					Elástica	De cálculo		
1	X	9.877	0.636	1.572	1.590	0.408	28.476	28.476
	Z				1.590	0.408	24.686	24.686
2	X	20.336	0.309	3.236	3.273	0.839	44.073	72.549
	Z				3.273	0.839	25.694	50.380
3	X	29.775	0.211	4.739	4.045	1.037	1.421	73.970
	Z				4.045	1.037	0.136	50.517
4	X	35.923	0.175	5.717	4.045	1.037	6.310	80.280
	Z				4.045	1.037	30.564	81.081
5	X	53.092	0.118	8.450	4.045	1.037	1.024	81.303
	Z				4.045	1.037	0.402	81.482
6	X	71.466	0.088	11.374	3.752	1.042	1.295	82.599
	Z				3.752	1.042	0.276	81.759
7	X	73.953	0.085	11.770	3.680	1.043	10.604	93.203
	Z				3.680	1.043	6.853	88.611
8	X	84.030	0.075	13.374	3.433	1.048	0.067	93.270
	Z				3.433	1.048	0.047	88.659
9	X	114.340	0.055	18.198	2.952	1.056	1.350	94.620
	Z				2.952	1.056	5.848	94.507
10	X	144.453	0.043	22.990	2.674	1.061	2.863	97.483
	Z				2.674	1.061	1.788	96.295
11	X	205.574	0.031	32.718	2.360	1.066	0.636	98.119
	Z				2.360	1.066	1.091	97.386
12	X	210.577	0.030	33.514	2.342	1.066	0.730	98.849
	Z				2.342	1.066	1.077	98.462
13	X	250.854	0.025	39.925	2.226	1.068	0.226	99.076
	Z				2.226	1.068	0.164	98.627
14	X	285.044	0.022	45.366	2.153	1.070	0.122	99.197
	Z				2.153	1.070	0.314	98.940
15	X	306.091	0.021	48.716	2.116	1.070	0.101	99.299
	Z				2.116	1.070	0.231	99.171
16	X	319.646	0.020	50.873	2.095	1.071	0.023	99.322
	Z				2.095	1.071	0.062	99.233
17	X	341.267	0.018	54.314	2.065	1.071	0.006	99.328
	Z				2.065	1.071	0.001	99.235
18	X	351.515	0.018	55.945	2.052	1.071	0.024	99.352
	Z				2.052	1.071	0.008	99.243
19	X	363.367	0.017	57.832	2.038	1.072	0.000	99.352
	Z				2.038	1.072	0.001	99.243
20	X	365.990	0.017	58.249	2.035	1.072	0.123	99.475
	Z				2.035	1.072	0.075	99.318
21	X	373.859	0.017	59.502	2.026	1.072	0.012	99.486
	Z				2.026	1.072	0.047	99.365
22	X	392.697	0.016	62.500	2.006	1.072	0.002	99.488
	Z				2.006	1.072	0.035	99.400
23	X	409.036	0.015	65.100	1.991	1.072	0.030	99.518

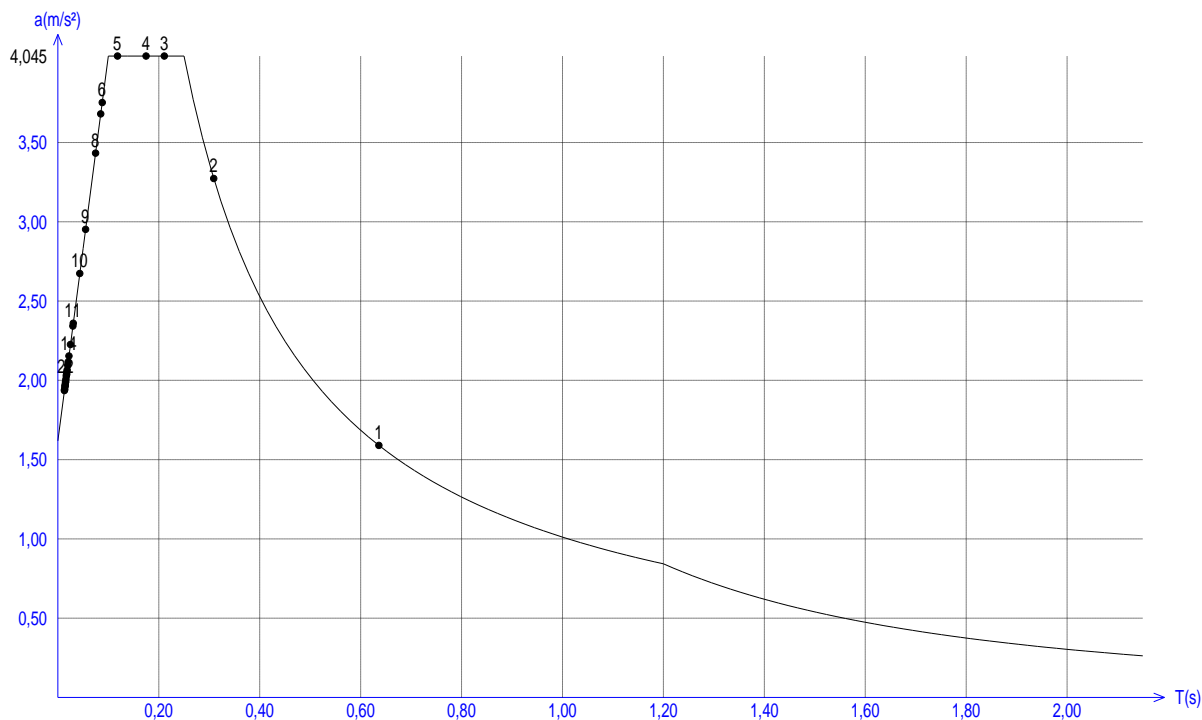
Modo		$\omega(\text{rad/s})$	T(s)	f(Hz)	a2(m/s²)	a2(m/s²)	M.Ef(%)	Som.M(%)
					Elástica	De cálculo		
	Z				1.991	1.072	0.000	99.400
24	X	412.649	0.015	65.675	1.988	1.072	0.000	99.518
	Z				1.988	1.072	0.013	99.413
25	X	428.123	0.015	68.138	1.974	1.073	0.005	99.523
	Z				1.974	1.073	0.000	99.414
26	X	439.492	0.014	69.947	1.965	1.073	0.020	99.542
	Z				1.965	1.073	0.000	99.414
27	X	444.514	0.014	70.747	1.961	1.073	0.012	99.554
	Z				1.961	1.073	0.003	99.417
28	X	467.508	0.013	74.406	1.944	1.073	0.001	99.555
	Z				1.944	1.073	0.000	99.417
29	X	473.443	0.013	75.351	1.940	1.073	0.001	99.556
	Z				1.940	1.073	0.000	99.417
30	X	480.747	0.013	76.513	1.935	1.073	0.000	99.557
	Z				1.935	1.073	0.001	99.418

3. ESPECTROS ELÁSTICOS

Direção X

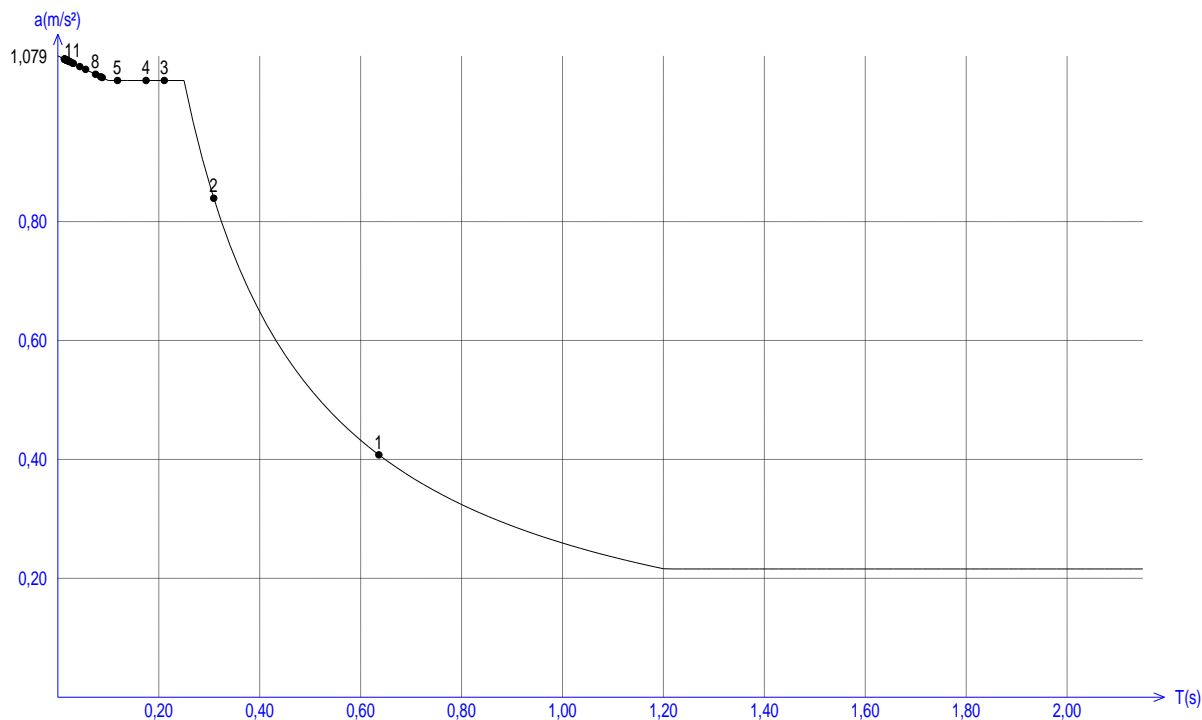


Direção Z

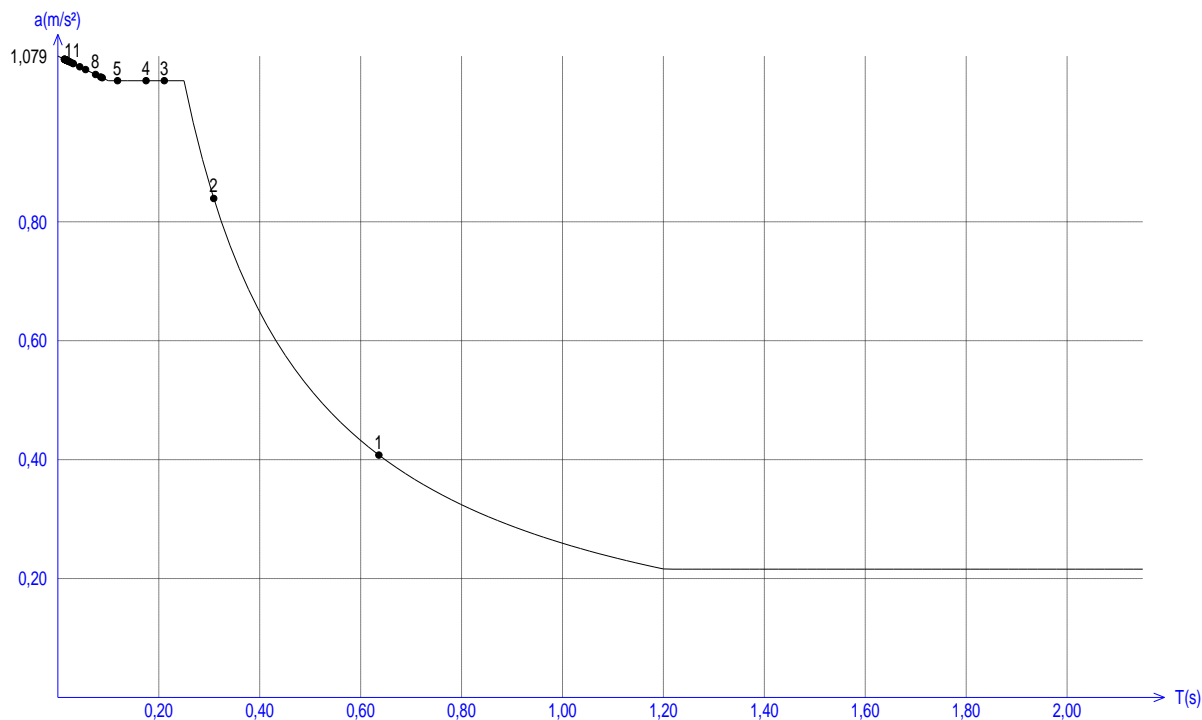


4. ESPECTROS DE CÁLCULO

Direção X



Direção Z



ANEXO IV - CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE ESCADAS

b [m]	h [m]	rec [m]	ø _l [mm]	d [m]	f _{ck} [MPa]	f _{yk} [MPa]	f _{cd} (C25/30) [MPa]	f _{syd} (A400) [MPa]	f _{ctm} (C25/30) [MPa]
1.0	0.2	0.025	12	0.169	25	400	16.7	348	2.6

			VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ELU DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO															
			Armadura Principal				Verificação da Quantidade de Armadura									Verificação do Espaçamento Máximo entre Varões		
			M _{Ed,máx} [kNm/m]	μ	ω	A _{s,cálculo} [cm ² /m]	A _{s,min} [cm ² /m]	A _{s,min FINAL} [cm ² /m]	A _{s,máx} [cm ² /m]	A _{s,FINAL} [cm ² /m]	Hipótese de Armadura	ø _l [mm]	S _{ef} [m]	A _{s,efectiva} [cm ² /m]	Verificação A _{s,FINAL} ≤ A _{s,efectiva}	s _{máx} [m]	s _{máx FINAL} [m]	Verificação S _{ef} ≤ S _{máx FINAL}
Estacionamento	Escada 1	Patamar Esquerdo	30.72	0.065	0.069	5.56	2.86 ≥ 2.20	2.86	80	5.56	ø12//20	12	0.20	5.65	OK	0.4 ≤ 0.25	0.25	OK
		Lance de Escada																
		Patamar Direito																
	Escada 2	Patamar Esquerdo	9.26	0.019	0.020	1.61				2.86	ø12//20	12	0.20	5.65	OK			OK
		Lance de Escada																
		Patamar Direito																
	Escada 3	Patamar Esquerdo	29.84	0.063	0.067	5.39				5.39	ø12//20	12	0.20	5.65	OK			OK
		Lance de Escada																
		Patamar Direito																
	Escada 4	Patamar Esquerdo	7.42	0.016	0.016	1.28				2.86	ø12//20	12	0.20	5.65	OK			OK
		Lance de Escada																
		Patamar Direito																
Habitação	Escada 1	Patamar Esquerdo	30.41	0.064	0.068	5.50	2.86 ≥ 2.20	2.86	80	5.50	ø12//20	12	0.20	5.65	OK	0.4 ≤ 0.25	0.25	OK
		Lance de Escada																
		Patamar Direito																
	Escada 2	Patamar Esquerdo	9.26	0.019	0.020	1.61				2.86	ø12//20	12	0.20	5.65	OK			OK
		Lance de Escada																
		Patamar Direito																
	Escada 3	Patamar Esquerdo	30.29	0.064	0.068	5.48				5.48	ø12//20	12	0.20	5.65	OK			OK
		Lance de Escada																
		Patamar Direito																
	Escada 4	Patamar Esquerdo	9.26	0.019	0.020	1.61				2.86	ø12//20	12	0.20	5.65	OK			OK
		Lance de Escada																
		Patamar Direito																

			VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ELU DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO											
			Armadura de Distribuição									Verificação do Espaçamento Máximo entre Varões		
$M_{Ed,máx}$ [kNm/m]	$A_{s,dist}$ [cm²/m]	$A_{s,dist\ min}$ [cm²/m]	$A_{s,dist\ FINAL}$ [cm²/m]	Hipótese de Armadura	\varnothing_l [mm]	s_{ef} [m]	$A_{s,dist\ efectiva}$ [cm²/m]	Verificação $A_{s,dist\ FINAL} \leq A_{s,dist\ efectiva}$	$s_{máx}$ [m]	$s_{máx\ FINAL}$ [m]	Verificação $s_{ef} \leq s_{máx\ FINAL}$			
Estacionamento	Escada 1	Patamar Esquerdo	30.72	1.13	1.69	1.69	Ø10//20	10	0.20	3.93	OK	0.6 ≤ 0.4	0.4	OK
		Lance de Escada					Ø6//15	6	0.15	1.88	OK			OK
		Patamar Direito					Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
	Escada 2	Patamar Esquerdo	9.26	1.13		1.69	Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
		Lance de Escada					Ø6//15	6	0.15	1.88	OK			OK
		Patamar Direito					Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
	Escada 3	Patamar Esquerdo	29.84	1.13		1.69	Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
		Lance de Escada					Ø6//15	6	0.15	1.88	OK			OK
		Patamar Direito					Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
	Escada 4	Patamar Esquerdo	7.42	1.13		1.69	Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
		Lance de Escada					Ø6//15	6	0.15	1.88	OK			OK
		Patamar Direito					Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
Habitação	Escada 1	Patamar Esquerdo	30.41	1.13	1.69	1.69	Ø10//20	10	0.20	3.93	OK	0.6 ≤ 0.4	0.4	OK
		Lance de Escada					Ø6//15	6	0.15	1.88	OK			OK
		Patamar Direito					Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
	Escada 2	Patamar Esquerdo	9.26	1.13		1.69	Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
		Lance de Escada					Ø6//15	6	0.15	1.88	OK			OK
		Patamar Direito					Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
	Escada 3	Patamar Esquerdo	30.29	1.13		1.69	Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
		Lance de Escada					Ø6//15	6	0.15	1.88	OK			OK
		Patamar Direito					Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
	Escada 4	Patamar Esquerdo	9.26	1.13		1.69	Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK
		Lance de Escada					Ø6//15	6	0.15	1.88	OK			OK
		Patamar Direito					Ø10//20	10	0.20	3.93	OK			OK

		ARMADURA SUPERIOR DO BORDO APOIADO													
		A ⁻ _{sx} [cm²/m]			A ⁻ _{sx} FINAL [cm²/m]	Hipótese de Armadura	A _{s,efectiva} [cm²/m]	Armadura ADOTADA	A _{s,efectiva} [cm²/m]	A ⁻ _{sy} [cm²/m]			A ⁻ _{sy} FINAL [cm²/m]	Armadura ADOTADA	A _{s,efectiva} [cm²/m]
Estacionamento	Escada 1	máx	ø12//20	1.41	1.41	ø6//20	1.41	ø12//20	5.65	máx	ø12//20	1.13	1.13	ø10//20	3.93
		ø6//20	1.41							ø6//30	0.94				
	Escada 2	máx	ø12//20	1.41	1.41	ø6//20	1.41	ø12//20	5.65	máx	ø12//20	1.13	1.13	ø10//20	3.93
		ø6//20	1.41							ø6//30	0.94				
Escada 3	máx	ø12//20	1.41	1.41	ø6//20	1.41	ø12//20	5.65	máx	ø12//20	1.13	1.13	ø10//20	3.93	
	ø6//20	1.41							ø6//30	0.94					
Escada 4	máx	ø12//20	1.41	1.41	ø6//20	1.41	ø12//20	5.65	máx	ø12//20	1.13	1.13	ø10//20	3.93	
	ø6//20	1.41							ø6//30	0.94					
Habitação	Escada 1	máx	ø12//20	1.41	1.41	ø6//20	1.41	ø12//20	5.65	máx	ø12//20	1.13	1.13	ø10//20	3.93
		ø6//20	1.41							ø6//30	0.94				
	Escada 2	máx	ø12//20	1.41	1.41	ø6//20	1.41	ø12//20	5.65	máx	ø12//20	1.13	1.13	ø10//20	3.93
		ø6//20	1.41							ø6//30	0.94				
Escada 3	máx	ø12//20	1.41	1.41	ø6//20	1.41	ø12//20	5.65	máx	ø12//20	1.13	1.13	ø10//20	3.93	
	ø6//20	1.41							ø6//30	0.94					
Escada 4	máx	ø12//20	1.41	1.41	ø6//20	1.41	ø12//20	5.65	máx	ø12//20	1.13	1.13	ø10//20	3.93	
	ø6//20	1.41							ø6//30	0.94					

b [m]	γ_c	d [m]	f_{ck} [MPa]	σ_{cp} [MPa]
1.0	1.5	0.169	25	0

		VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ELU DE ESFORÇO TRANSVERSO											
		$V_{Ed,m\acute{a}x}$ [kN/m]	$C_{Rd,c}$	k	Verificação k	ADOTAR k	ρ_l	Verificação ρ_l	ADOTAR ρ_l	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	Verificação $V_{Rd,c}$ [kN/m]	ADOTAR $V_{Rd,c}$ [kN/m]	Verificação $V_{Rd,c} \geq V_{sd,m\acute{a}x}$
Estacionamento	Escada 1	39.40	0.12	$2.09 \leq 2.0$	KO	2.0	0.0033	OK	0.0033	$82.31 \geq 83.65$	KO	83.65	OK
	Escada 2	15.61					0.0033	OK	0.0033		KO	83.65	OK
	Escada 3	40.11					0.0033	OK	0.0033		KO	83.65	OK
	Escada 4	13.47					0.0033	OK	0.0033		KO	83.65	OK
Habitação	Escada 1	40.59	0.12	$2.09 \leq 2.0$	KO	2.0	0.0033	OK	0.0033	$82.31 \geq 83.65$	KO	83.65	OK
	Escada 2	15.61					0.0033	OK	0.0033		KO	83.65	OK
	Escada 3	40.39					0.0033	OK	0.0033		KO	83.65	OK
	Escada 4	15.61					0.0033	OK	0.0033		KO	83.65	OK

DIMENSIONAMENTO DE UM PAINEL DE LAJE

						HIPÓTESE					
l_x [m]	l_y [m]	b [m]	h [m]	rec [m]	ϕ_l [mm]	d_m [m]	f_{ck} [MPa]	f_{yk} [MPa]	f_{cd} (C25/30) [MPa]	f_{syd} (A400) [MPa]	f_{ctm} (C25/30) [MPa]
6.18	3.18	1.0	0.2	0.025	12	0.163	25	400	16.7	348	2.6

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ELU DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO														
		Armadura Principal			Verificação da Quantidade de Armadura									
	M_{Ed} [kNm/m]	μ	ω	$A_{s,cálculo}$ [cm²/m]	$A_{s,min}$ [cm²]	$A_{s,min FINAL}$ [cm²/m]	$A_{s,máx}$ [cm²/m]	$A_{s,FINAL}$ [cm²/m]	Hipótese de Armadura	ϕ	s_{ef} [cm]	$A_{s,efectiva}$ [cm²/m]	Verificação $A_{s,FINAL} \leq A_{s,efectiva}$	
M_{xvs,Ed^-} [kNm/m]	15.88	0.036	0.037	2.90	2.75 ≥ 2.12	2.75	80	2.90	ø10//20	10	20	3.93	OK	
M_{xvs,Ed^-} [kNm/m]	3.18	0.007	0.007	0.56				2.75	ø10//20	10	20	3.93	OK	
M_{xvs,Ed^-} [kNm/m]	9.18	0.021	0.021	1.65				2.75	ø10//20	10	20	3.93	OK	
M_{yvs,Ed^-} [kNm/m]	15.32	0.035	0.036	2.80				2.80	ø10//20	10	20	3.93	OK	
M_{ys,Ed^+} [kNm/m]	6.77	0.015	0.016	1.21				2.75	ø10//20	10	20	3.93	OK	
M_{yvs,Ed^-} [kNm/m]	12.36	0.028	0.029	2.24				2.75	ø10//20	10	20	3.93	OK	

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ELU DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO									
Verificação do Espaçamento Máximo entre Varões									
Zona de Momentos Máximos						Zona após Dispensas das Armaduras Positivas			
	M _{Ed} [kNm/m]	s _{máx} [cm]	Verificação s _{máx}	s _{máx} [cm]	Verificação s _{máx} ≥ s _{ef} ⁺ ; s _{ef} ⁻	s _{máx} [cm]	Verificação s _{máx}	s _{máx} [cm]	Verificação s _{máx} ≥ s _{ef} ⁺⁻
M _{xvs,Ed} ⁻ [kNm/m]	15.88	40 ≤ 25	KO	25	OK	60 ≤ 40	KO	40	-
M _{xvs,Ed} ⁻ [kNm/m]	3.18				OK				-
M _{xvs,Ed} ⁻ [kNm/m]	9.18				OK				-
M _{yvs,Ed} ⁻ [kNm/m]	15.32				OK				OK
M _{ys,Ed} ⁺ [kNm/m]	6.77				OK				-
M _{yvs,Ed} ⁻ [kNm/m]	12.36				OK				-

b [m]	γ _c	d [m]	f _{ck} [MPa]	σ _{cp} [MPa]
1.0	1.5	0.163	25	0

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ELU DE ESFORÇO TRANSVERSO											
V _{Ed} [kN/m]	C _{Rd,c}	k	Verificação k	ADOTAR k	ρ _l	Verificação ρ _l	ADOTAR ρ _l	V _{Rd,c} [kN/m]	Verificação V _{Rd,c} [kN/m]	ADOTAR V _{Rd,c} [kN/m]	Verificação V _{Rd,c} ≥ V _{Ed}
22.74	0.12	2.11 ≤ 2.0	KO	2.0	0.0024 ≤ 0.02	OK	0.0024	71.19 ≥ 80.68	KO	80.68	OK

DIMENSIONAMENTO DE UMA VIGA

				HIPÓTESE														Vão interior de uma viga	
l [m]	b [m]	h [m]	rec [m]	ø _{est} [mm]	ø _l [mm]	d _{útil} [m]	d _{ef} [m]	d _{ef} ≥ d _{útil}	f _{ck} [MPa]	f _{yk} [MPa]	f _{cd} (C25/30) [MPa]	f _{ctm} (C25/30) [MPa]	f _{syd} (A400) [MPa]	k _c	k	A _{ct} [cm²]	σ _s [MPa]	K	ρ'
6.18	0.3	0.6	0.03	6	20	0.554	0.556	OK	25	400	16.7	2.6	348	0.4	1	0.09	231.88	1.5	0

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ELU DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO																			
Armadura Longitudinal ADOTADA							Verificação da Quantidade de Armadura										Verificação do Espaçamento Mínimo entre Armadura		
	M _{Ed,máx} [kNm]	μ		ω	A _{s,cálculo} [cm]	Hipótese de Armadura	A _{s,min} [cm²]	A _{s,min} FINAL [cm²]	A _{s,máx} [cm²]	A _{s,FINAL} [cm²]	Hipótese de Armadura	ø _l [mm]	nº varões	A _{s,efetiva} [cm²]	Verificação A _{s,FINAL} ≤ A _{s,efetiva}	s _{ef} [m]	s _{ef} [cm]	s _{min} [cm]	Verificação s _{ef} ≥ s _{min}
MOMENTO POSITIVO	92.22	0.060	S.A.	0.064	5.07	3ø16	2.81 ≥ 2.16	2.81	72	5.07	3ø16	16	3	6.03	OK	0.0900	9.00	2.0	OK
MOMENTO NEGATIVO	176.45	0.115	S.A.	0.128	10.21	6ø16				10.21	6ø16	16	6	12.06	OK	0.0264	2.64	2.0	OK
	168.54	0.110	S.A.	0.122	9.71	5ø16				9.71	5ø16	16	5	10.05	OK	0.0370	3.70	2.0	OK

		VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ELS														
		Controlo da Fendilhação sem Cálculo Direto							Controlo da Deformação sem Cálculo Direto							
		Armadura Mínima de Tração para Controlo da Fendilhação		Limites Admissíveis da Largura da Fenda	Controlo Indireto da Fendilhação											
	M _{Ed,máx} [kNm]	A _{s,min} [cm²]	Verificação A _{s,min} ≥ A _{s,efetiva}	w _{máx} [mm]	ø _{máx} [mm]	Verificação ø _{máx} ≤ ø _l	S _{máx} [cm]	Verificação S _{máx} ≥ S _{ef}	ρ	ρ _o	Verificação ρ > ρ _o	Verificação ρ ≤ ρ _o	(l/d)	(l/d) _{cor}	d [m]	Verificação d ≤ d _{útil}
<u>MOMENTO POSITIVO</u>		92.22	4.04	OK	0.4	OK	26.01	OK	0.0036	0.005	KO	OK	37.58	55.84	0.111	OK
<u>MOMENTO NEGATIVO</u>		176.45		OK		OK		OK	0.0073		OK	KO	24.25	35.81	0.173	OK
		168.54		OK		OK		OK	0.0060		OK	KO	25.80	33.39	0.185	OK

b [m]	d _{útil} [m]	f _{cd} (C25/30) [MPa]	f _{syd} (A400) [MPa]	z [m]	θ [21.8 ° ≤ θ ≤ 45 °]	α [°] estribos verticais	a _l [m]	η ₁	η ₂ [ø ≤ 32 mm]	α _{ct}	f _{ctk,0.05} [MPa]	γ _c	f _{ctd} [MPa]	f _{bd} [MPa]	α ₁ [amarração reta]
0.3	0.554	16.7	348	0.499	21.8	90	0.623	1.00	1	1.00	1.80	1.5	1.20	2.7	1.00

		DISPOSIÇÃO CONSTRUTIVA RELATIVAS A ARMADURAS																				
		Cálculo do Momento Resistente						1ª DISPENSA DE ARMADURA	Cálculo do Momento Resistente							Secção de Dispensa das Armaduras						
$M_{Ed,máx}$ [kNm]	Hipótese de Armadura	$A_{s,efetiva}$ [cm²]	ω	μ	μ [ad]	M_{Rd} [kNm]	Hipótese de Armadura		ϕ_l [mm]	nº varões	$A_{s,efetiva}$ [cm²]	ω	μ	μ [ad]	M_{Rd} [kNm]	x_1 [m]	x_2 [m]	σ_s [MPa]	$l_{b,rqd}^{\phi 16}$ [m]	$l_{b,eq}^{\phi 16}$ [m]	x_{1f} [m]	x_{2f} [m]
<u>MOMENTO POSITIVO</u>	92.22	3ø16	6.03	0.076	-1.071 v 0.071	0.071	108.52	2ø16	16	2	4.02	0.050	-1.048 v 0.048	0.048	73.90	2.30	3.90	231.88	0.34	0.34	1.00	1.00
<u>MOMENTO NEGATIVO</u>	176.45	6ø16	12.06	0.151	-1.134 v 0.134	0.134	205.00	4ø16	16	4	8.04	0.101	-1.092 v 0.092	0.092	141.82	0.25	-	231.88	0.34	0.34	1.30	-
	168.54	5ø16	10.05	0.126	-1.113 v 0.113	0.113	173.94	4ø16	16	4	8.04	0.101	-1.092 v 0.092	0.092	141.82	0.20	-	278.26	0.41	0.41	1.30	-

				HIPÓTESE										
b [m]	h [m]	rec [m]	ø _{est} [mm]	ø _l [mm]	d _{útil} [m]	f _{ck} [MPa]	f _{yk} [MPa]	f _{cd} (C25/30) [MPa]	f _{ywd} [MPa]	z [m]	θ [21,8 ° ≤ θ ≤ 45 °]	α _{cm} [N _{Ed} = 0 kN]	v ₁ [f _{ck} ≤ 60 MPa]	α [°] Estribos verticais
0.3	0.6	0.03	6	20	0.554	25	400	16.7	320	0.499	21.8	1	0.6	90

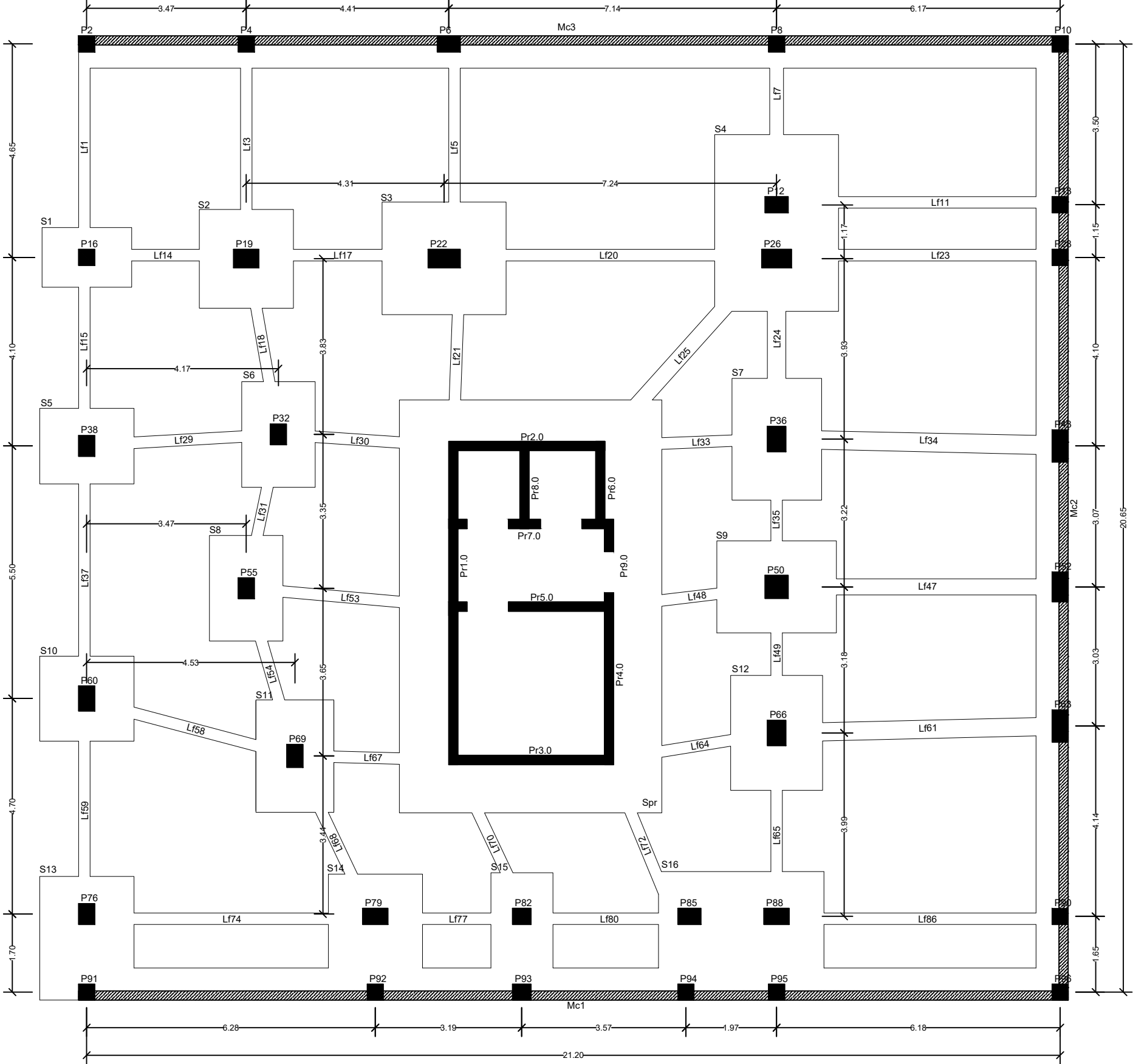
VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ELU DE ESFORÇO TRANSVERSO											
		Esforço Transverso Resistente Garantido pela Armadura do Esforço Transverso	Verificação do Betão Comprimido nas Escoras		Verificação de Armadura Mínima de Esforço Transverso						
	V _{Ed,máx} [kN]	$\left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{cálculo}}$ [cm²/m]	V _{Rd, máx} [kN]	Verificação V _{Rd,máx} ≥ V _{Ed,máx}	ρ _{w, min}	$\left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{min}}$ [cm²/m]	Verificação $\left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{min}} \leq \left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{cálculo}}$	Armadura ADOTADA	ADOTADA $\left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{min}}$ [cm²/m]	V _{Rd, min} [kN]	
<u>TRANSVERSO POSITIVO</u>	150.48	3.77	515.77	OK	0.001	3.0	OK	2 R est ø6 // 17.5	3.24	129.25	
<u>TRANSVERSO NEGATIVO</u>	136.73	3.43		OK			OK				

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ELU DE ESFORÇO TRANSVERSO													
Armadura transversal ADOTADA							Verificação do Espaçamento Longitudinal Máximo entre Estribos				Verificação do Espaçamento Transversal Máximo entre Ramos de Estribos		
	V _{Ed,máx} [kN]	Quantidade de Ramos	$\left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{cálculo/RAMO}}$ [cm²/m]	$\left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{efetivo/RAMO}}$ [cm²/m]	Hipótese de Armadura	$\left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{efetivo}}$ [cm²/m]	s _{l,ef} [cm]	Verificação $\left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{cálculo}} \leq \left(\frac{A_{s\omega}}{s}\right)_{\text{efetivo}}$	s _{l,máx} [cm]	Verificação s _{l,máx} ≥ s _{l,ef}	s _{t, máx} [cm]	Verificação s _{t,máx} ≥ b _w	Verificação s _{t,máx} ≤ 60 cm
<u>TRANSVERSO POSITIVO</u>	150.48	2	1.89	2.26	2 R est ø6 // 12.5	4.52	12.5	OK	41.55	OK	41.55	OK	OK
<u>TRANSVERSO NEGATIVO</u>	136.73	2	1.71	1.88	2 R est ø6 // 15	3.76	15	OK		OK		OK	OK

ANEXO IV - PEÇAS DESENHADAS

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DA COTA -720

Cotas em cm e dimensões em m



LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente
- em corte: ■
em plano: □

MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:
Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/100

Descrição:

Planta de Distribuição
Cota -720

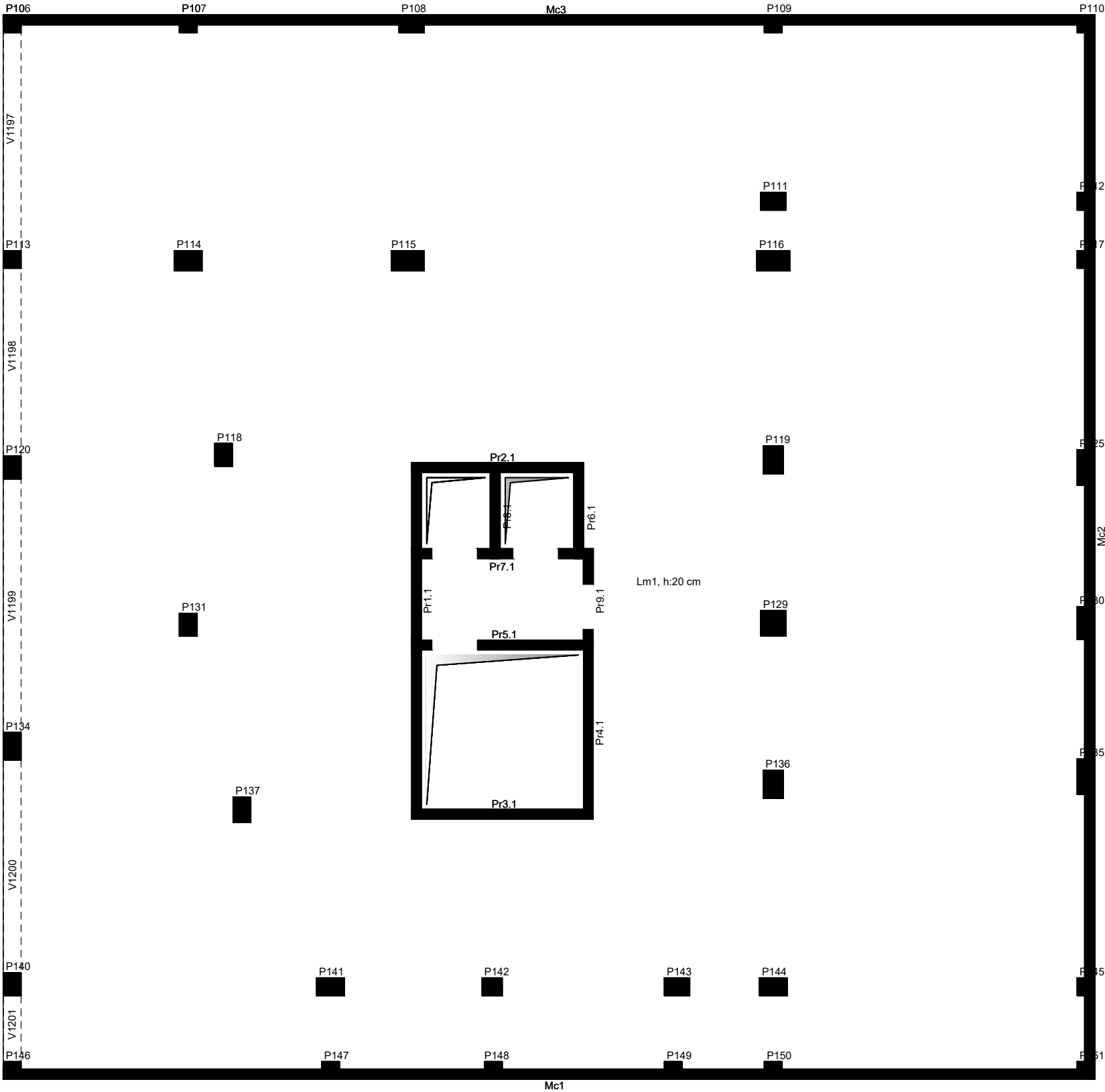
Desenho nº

1

Formato A3

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DA COTA -480

Cotas em cm e dimensões em m




LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente

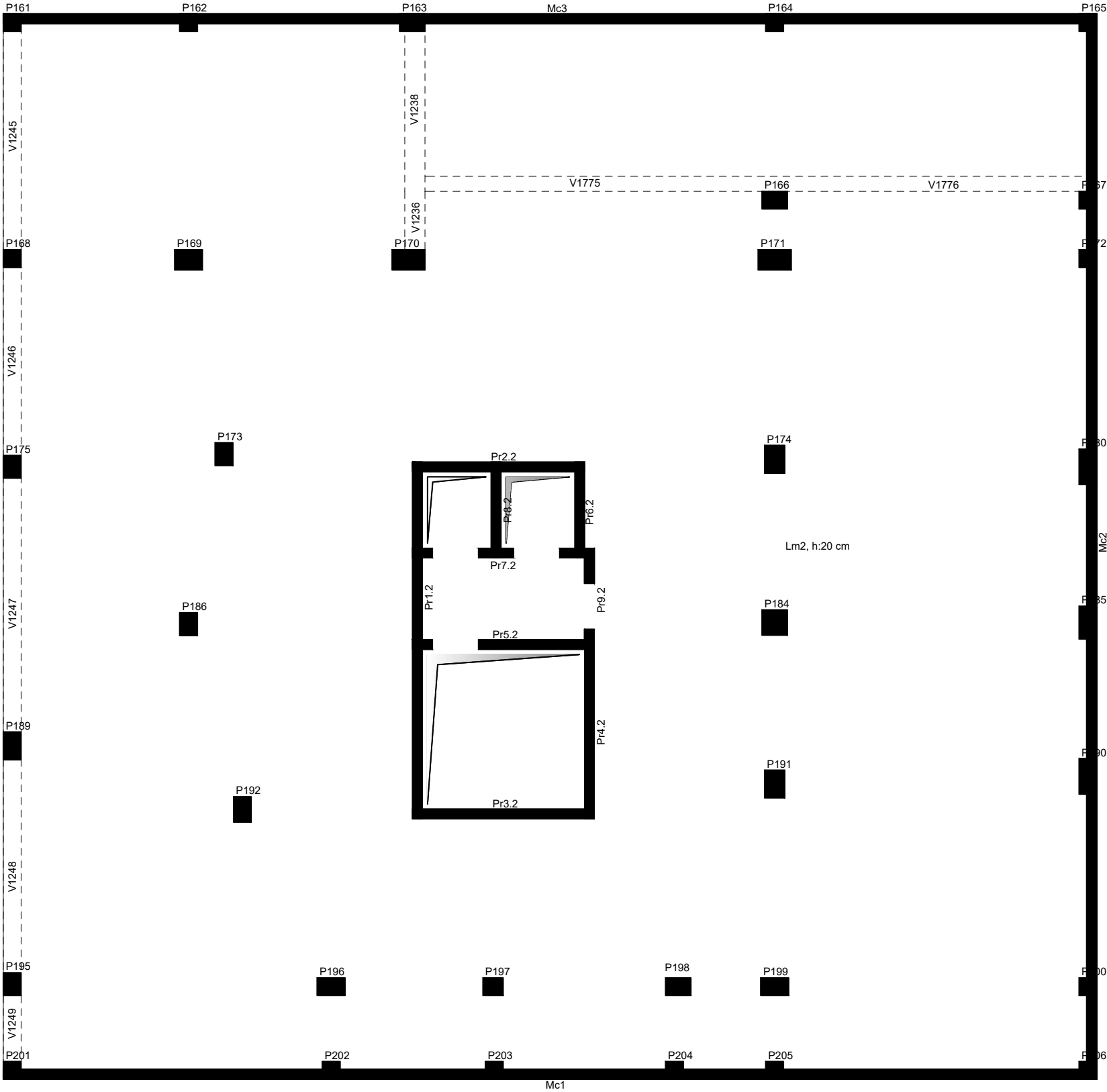
MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm





 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Planta de Distribuição Cota -480
Setembro 2017		Desenho nº 2 Formato A3

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DA COTA -240

Cotas em cm e dimensões em m




LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente
- em corte: 
em plano: 
- em corte: 
em plano: 

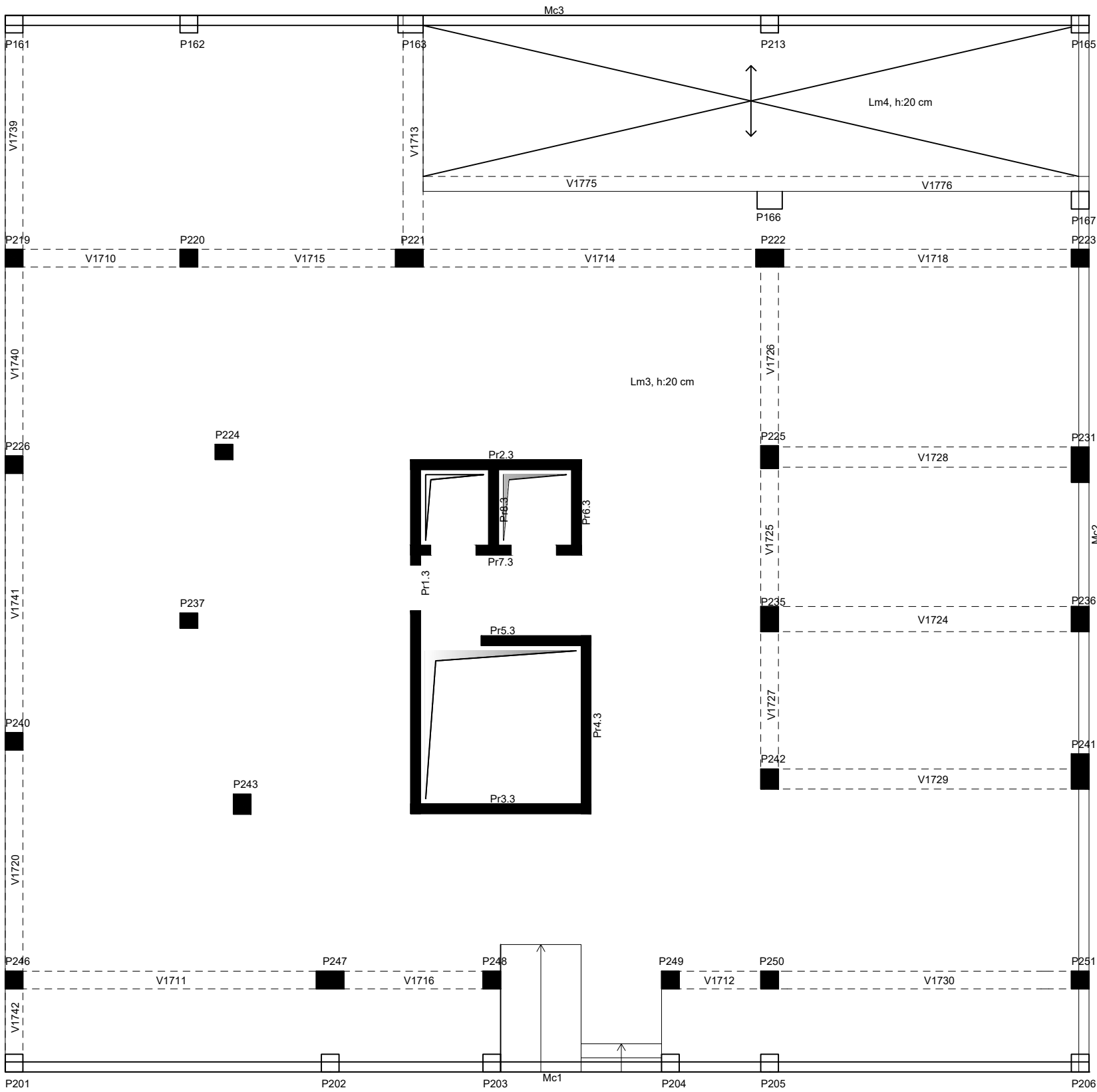
MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
- Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Planta de Distribuição Cota -240
Setembro 2017		Desenho nº 3 Formato A3

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DA COTA 0

Cotas em cm e dimensões em m




LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente
- em corte: ■
em plano: □

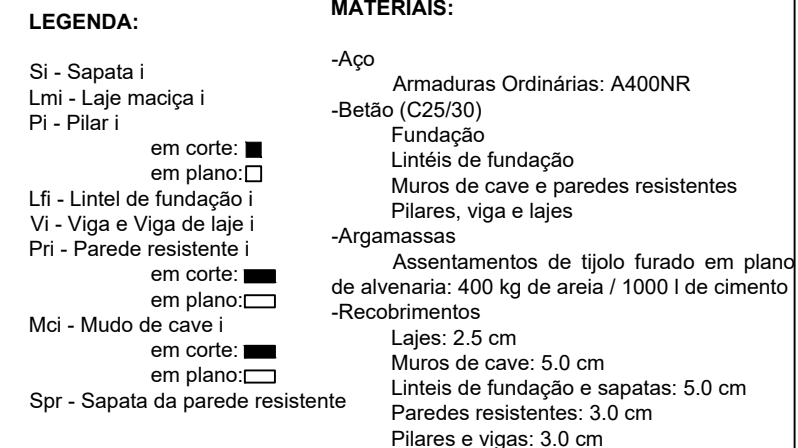
MATERIAIS:


- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

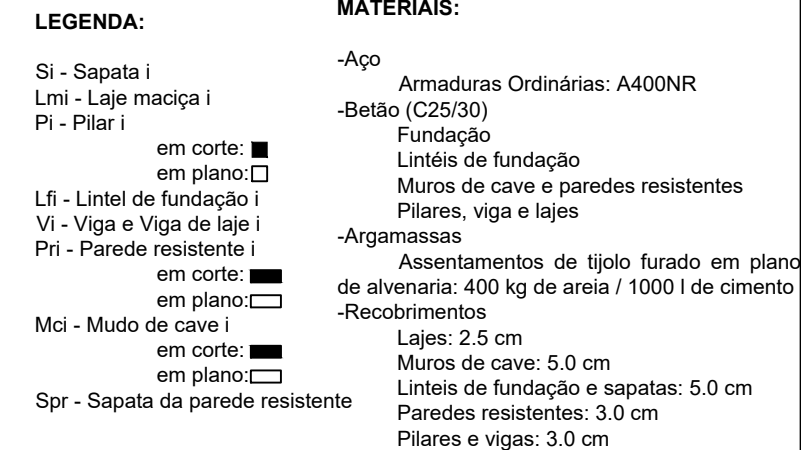
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Planta de Distribuição Cota 0
Setembro 2017		Desenho nº 4 Formato A3


Cotas em cm e dimensões em m



 <p>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal</p>	<h2>Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação</h2>	
	<p>Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura</p>	<p>Escala 1/100</p>
<p>Elaborado por:</p> <p>Tatiana Filipa Mendes Carvalho</p>	<p>Descrição:</p> <p>Planta de Distribuição</p> <p>Cota 280</p>	<p>Desenho nº</p> <p>5</p>
<p>Setembro 2017</p>		<p>Formato A3</p>

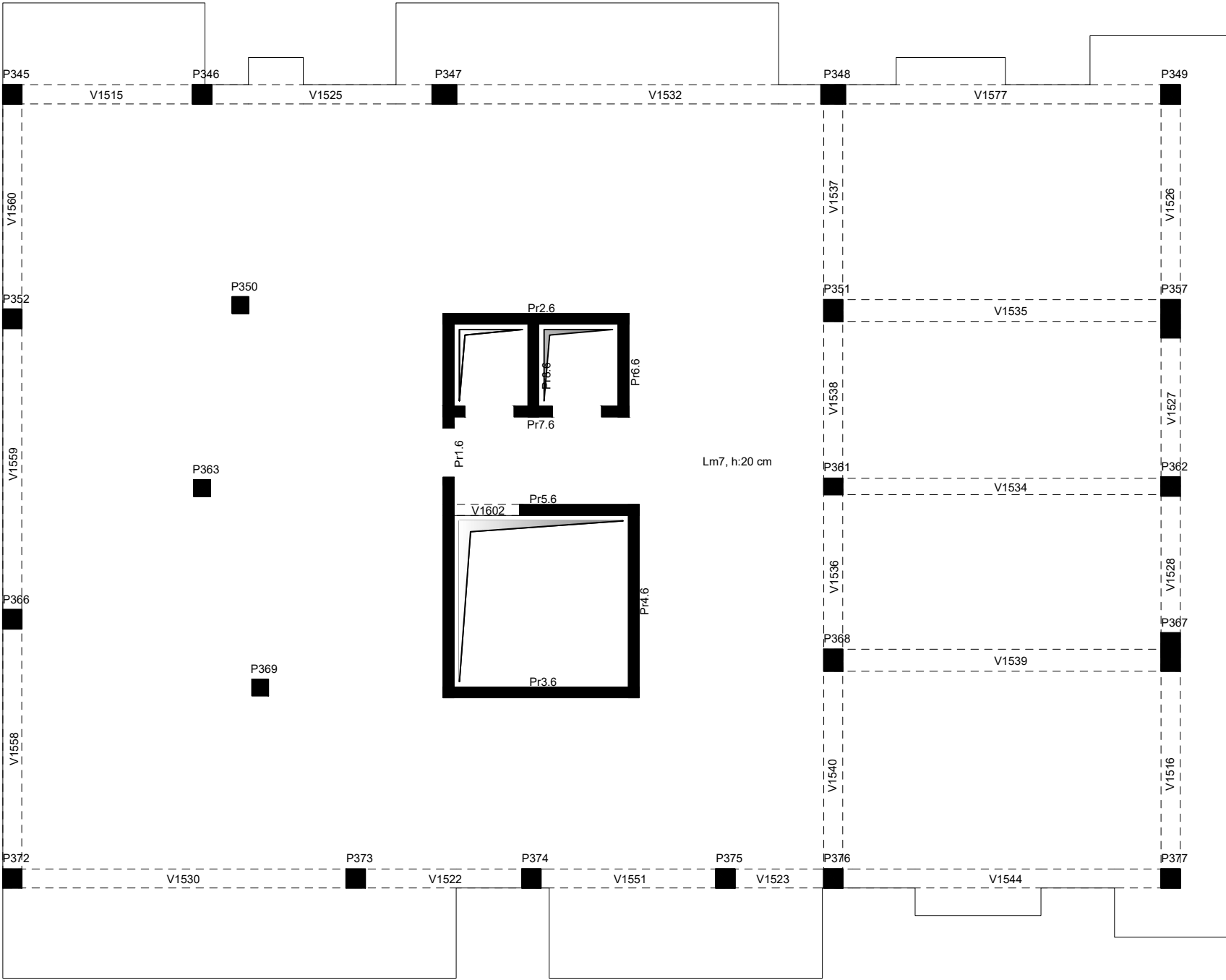
Cotas em cm e dimensões em m



 <p>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal</p>	<p>Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação</p>	
	<p>Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura</p>	<p>Escala 1/100</p>
<p>Elaborado por:</p> <p>Tatiana Filipa Mendes Carvalho</p>	<p>Descrição:</p> <p>Planta de Distribuição Cota 560</p>	<p>Desenho nº</p> <p>6</p>
<p>Setembro 2017</p>		<p>Formato A3</p>

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DA COTA 840

Cotas em cm e dimensões em m



LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i

em corte:
em plano:

Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i

em corte:
em plano:

Mci - Mudo de cave i

em corte:
em plano:

Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

-Aço

Armaduras Ordinárias: A400NR

-Betão (C25/30)

Fundação

Lintéis de fundação

Muros de cave e paredes resistentes

Pilares, viga e lajes

-Argamassas

Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento

-Recobrimentos

Lajes: 2.5 cm


Muros de cave: 5.0 cm

Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm

Paredes resistentes: 3.0 cm

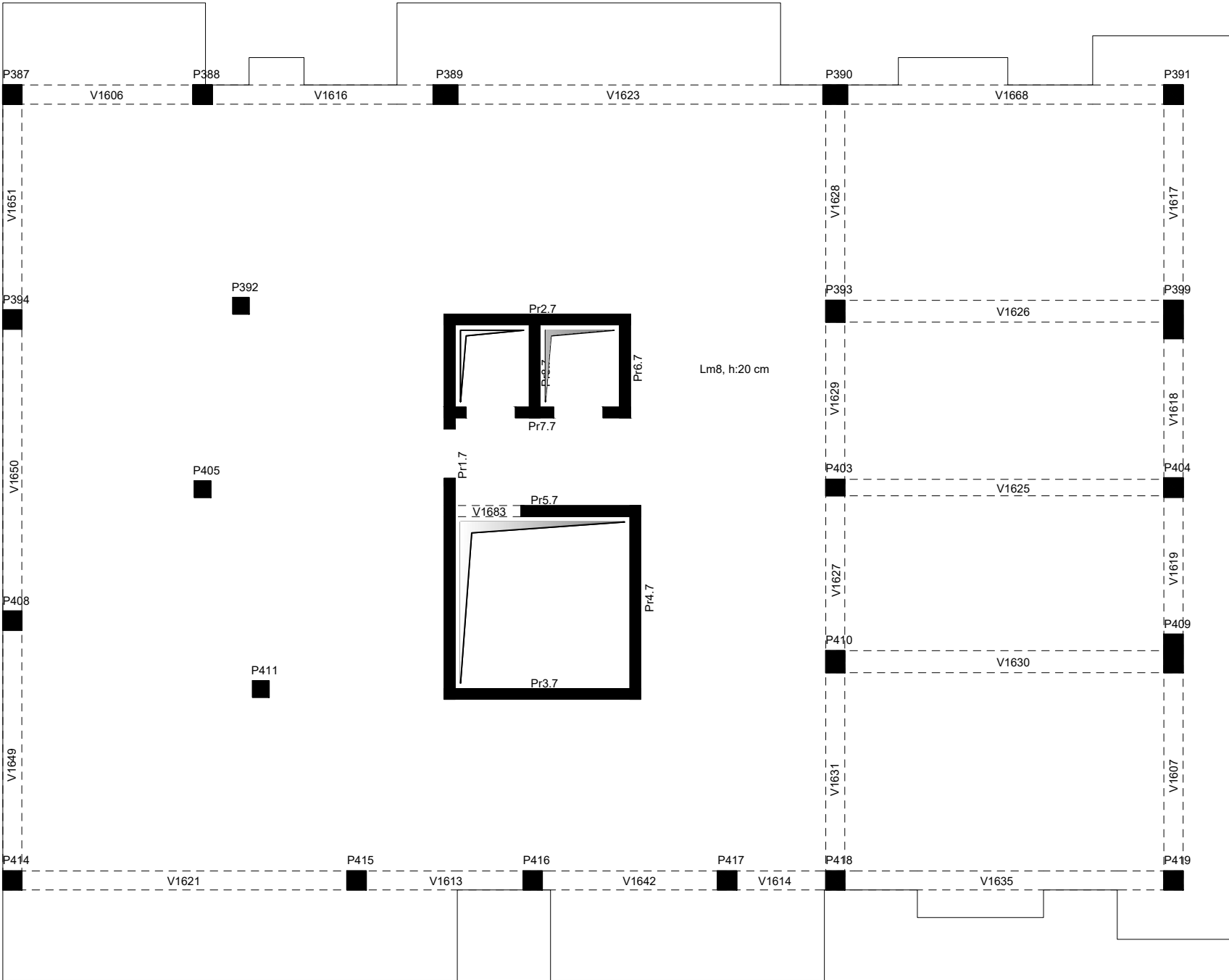
Pilares e vigas: 3.0 cm

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

 <div>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</div> <div>Covilhã Portugal</div>	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Planta de Distribuição Cota 840
Setembro 2017		Desenho nº 7
		Formato A3

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DA COTA 1120

Cotas em cm e dimensões em m




LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente
- em corte: ■
em plano: □
- em corte: ■
em plano: □
- em corte: ■
em plano: □

MATERIAIS:

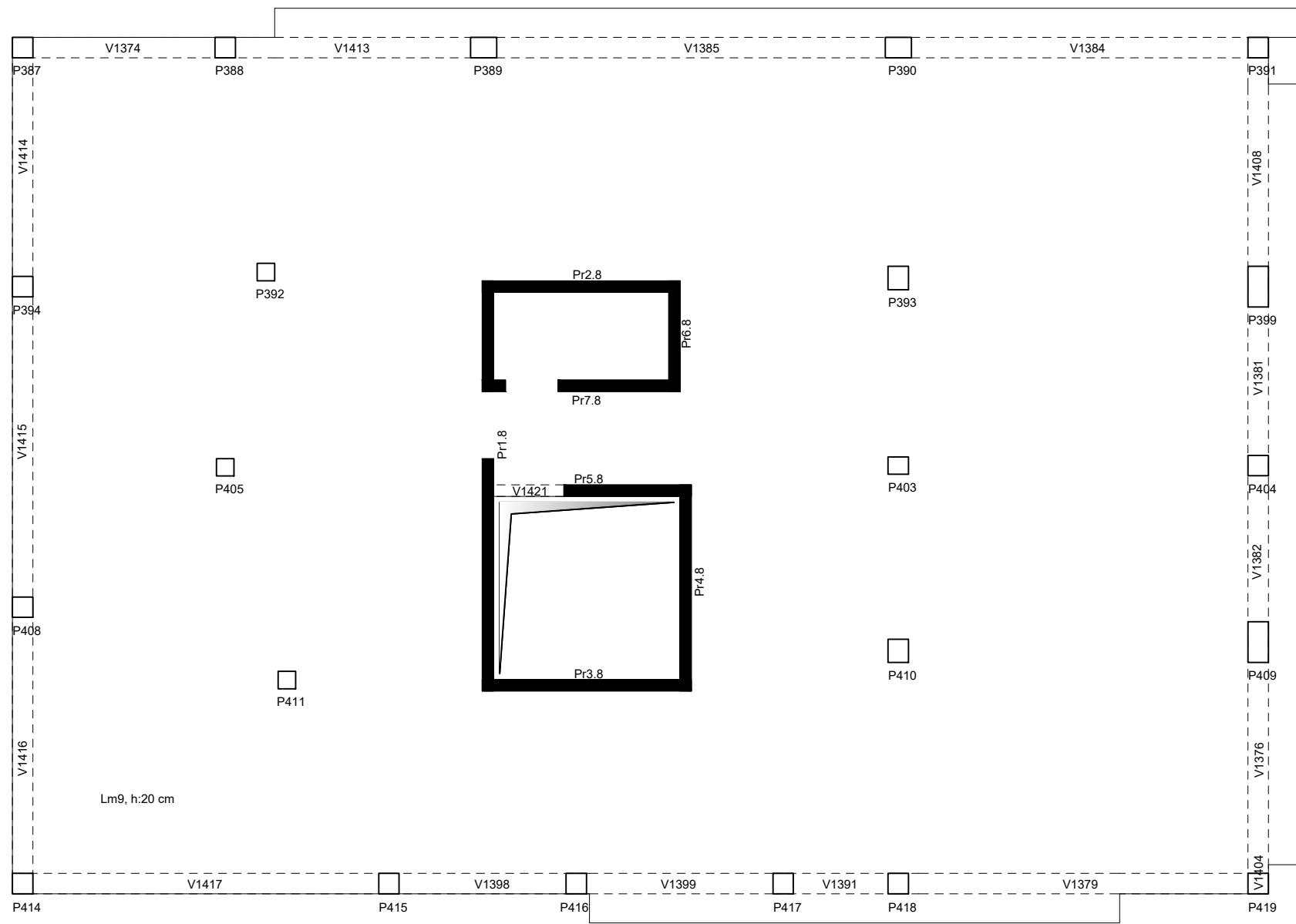
- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
- Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

<div><p>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal</p></div> <div>Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho</div> <div>Setembro 2017</div>	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Descrição: Planta de Distribuição Cota 1120	Desenho nº 8 Formato A3



PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DA COTA 1400

Cotas em cm e dimensões em m





LEGENDA:



Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i

em corte: 
em plano: 

Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i

em corte: 
em plano: 

Mci - Mudo de cave i

em corte: 
em plano: 

Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

-Aço

Armaduras Ordinárias: A400NR

-Betão (C25/30)

Fundação

Lintéis de fundação

Muros de cave e paredes resistentes

Pilares, viga e lajes

-Argamassas

Assentamentos de tijolo furado em plano

de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento

-Recobrimentos

Lajes: 2.5 cm


Muros de cave: 5.0 cm

Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm

Paredes resistentes: 3.0 cm

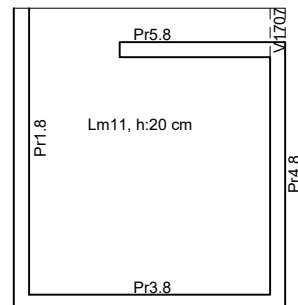
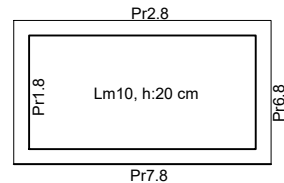
Pilares e vigas: 3.0 cm

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Planta de Distribuição Cota 1400
Setembro 2017		Desenho nº 9 Formato A3

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DA COTA 1680

Cotas em cm e dimensões em m



LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
em corte: ■
em plano: □
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
em corte: ■
em plano: □
Mci - Mudo de cave i
em corte: ■
em plano: □
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

-Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/100

Descrição:

Planta de Distribuição
Cota 1680

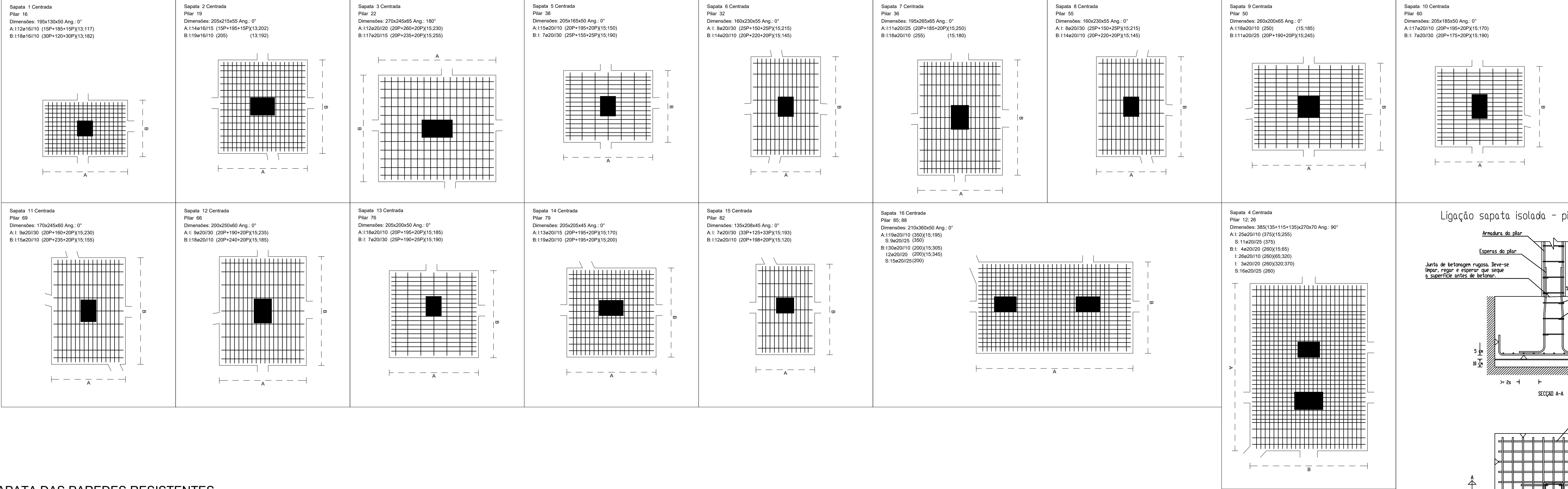
Desenho nº

10

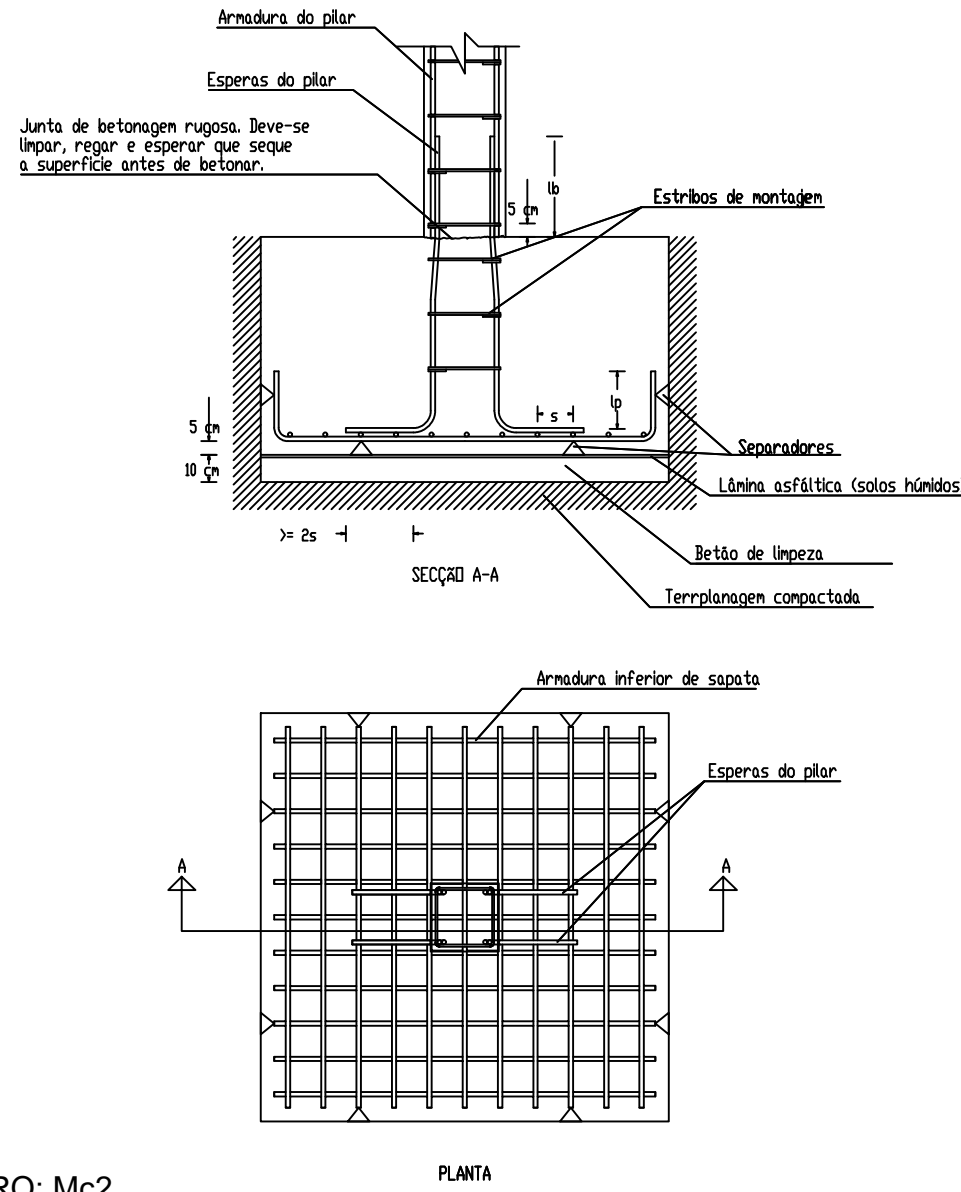
Formato A4

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

QUADRO DE SAPATAS
Cotas e dimensões em cm



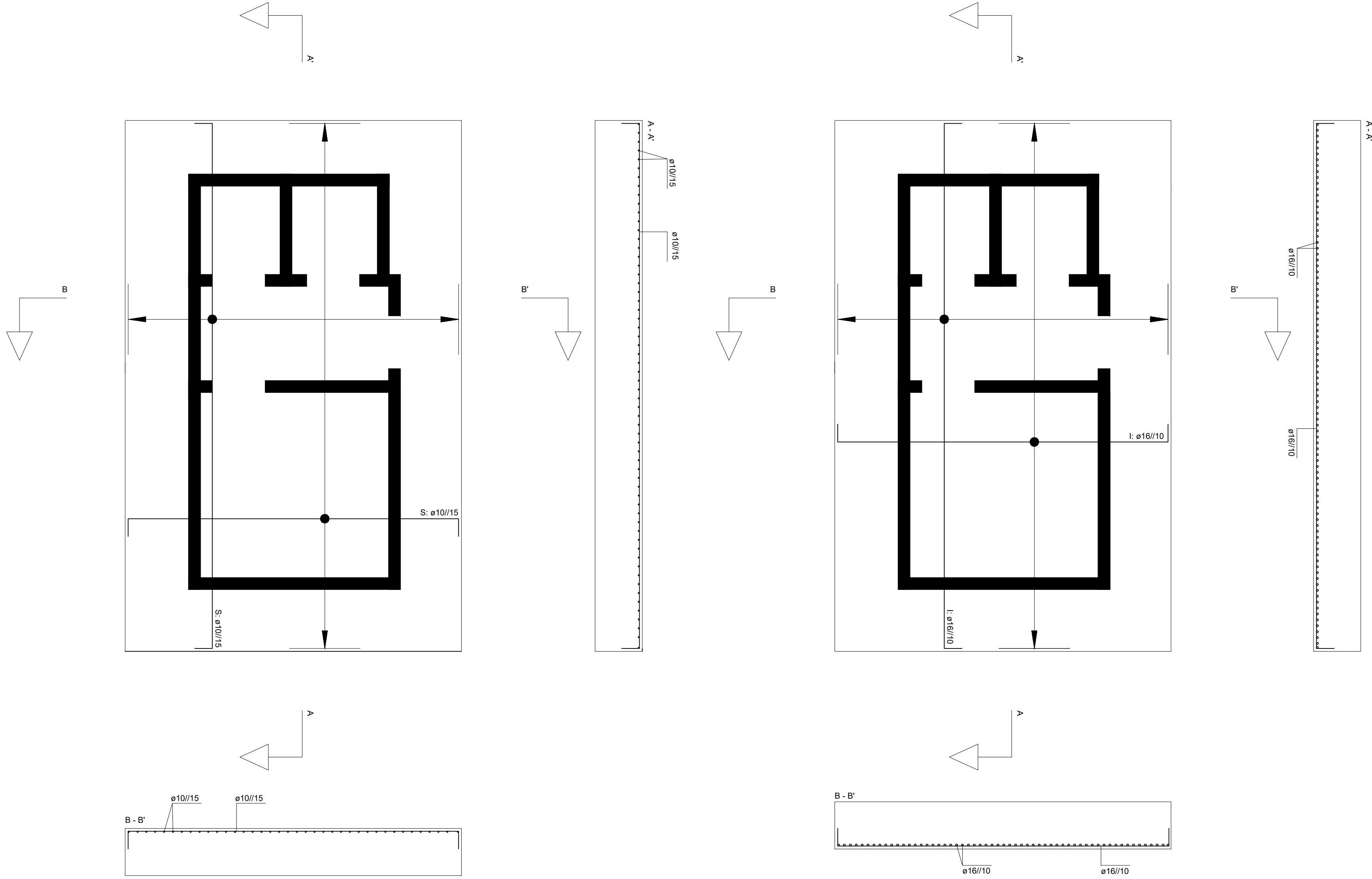
Ligação sapata isolada - pilar central (sem escala)



SAPATA DAS PAREDES RESISTENTES
Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Superior

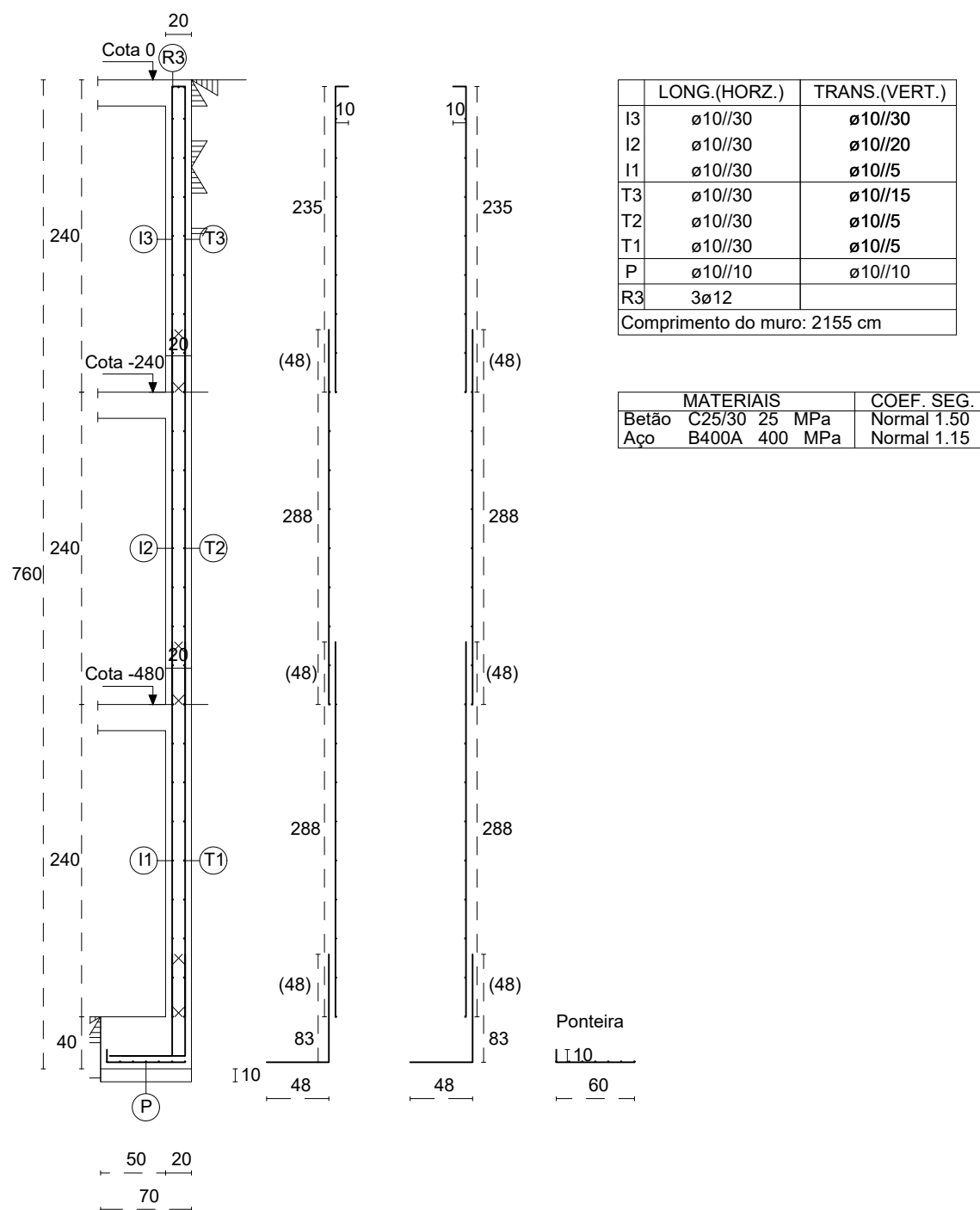
Armadura da Face Inferior



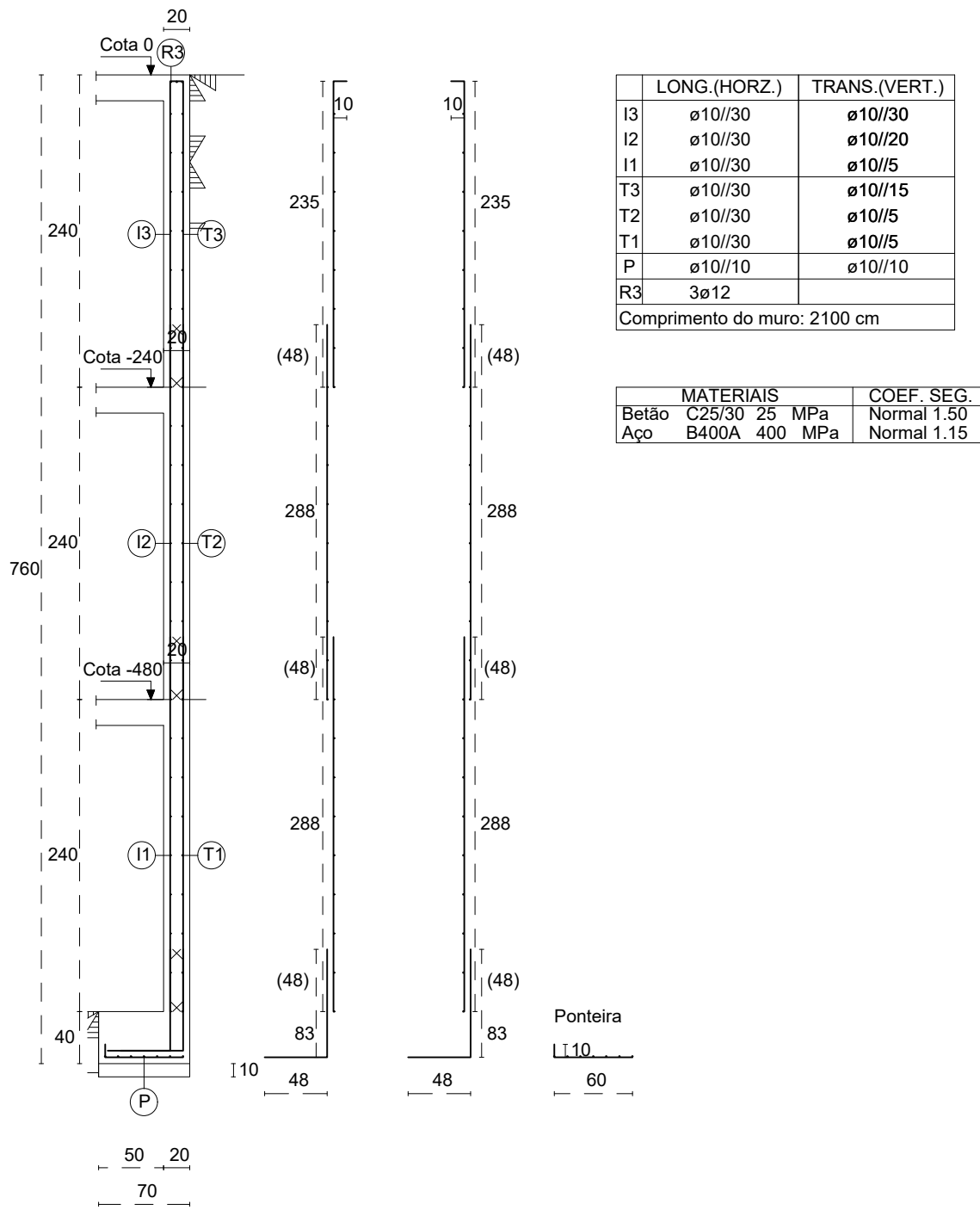
MURO DE CAVE

Cotas e dimensões em cm

MURO: Mc1 e Mc3



MURO: Mc2



- LEGENDA:**
- SI - Sapata i
 - Lmi - Laje maciça i
 - PI - Pilar i
 - em corte:
 - em plano:
 - Lfi - Lintel de fundação i
 - Vi - Viga e Viga de laje i
 - Pri - Parede resistente i
 - em corte:
 - em plano:
 - Mci - Muro de cave i
 - em corte:
 - em plano:
 - Spr - Sapata da parede resistente
- MATERIAIS:**
- Aço
 - Armaduras Ordinárias: A400NR
 - Betão (C25/30)
 - Fundação
 - Linhas de fundação
 - Muros de cave e paredes resistentes
 - Pilares, viga e lajes
 - Argamassas
 - Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
 - Lajes: 2.5 cm
 - Muros de cave: 5.0 cm
 - Linhas de fundação e sapatas: 5.0 cm
 - Paredes resistentes: 3.0 cm
 - Pilares e vigas: 3.0 cm

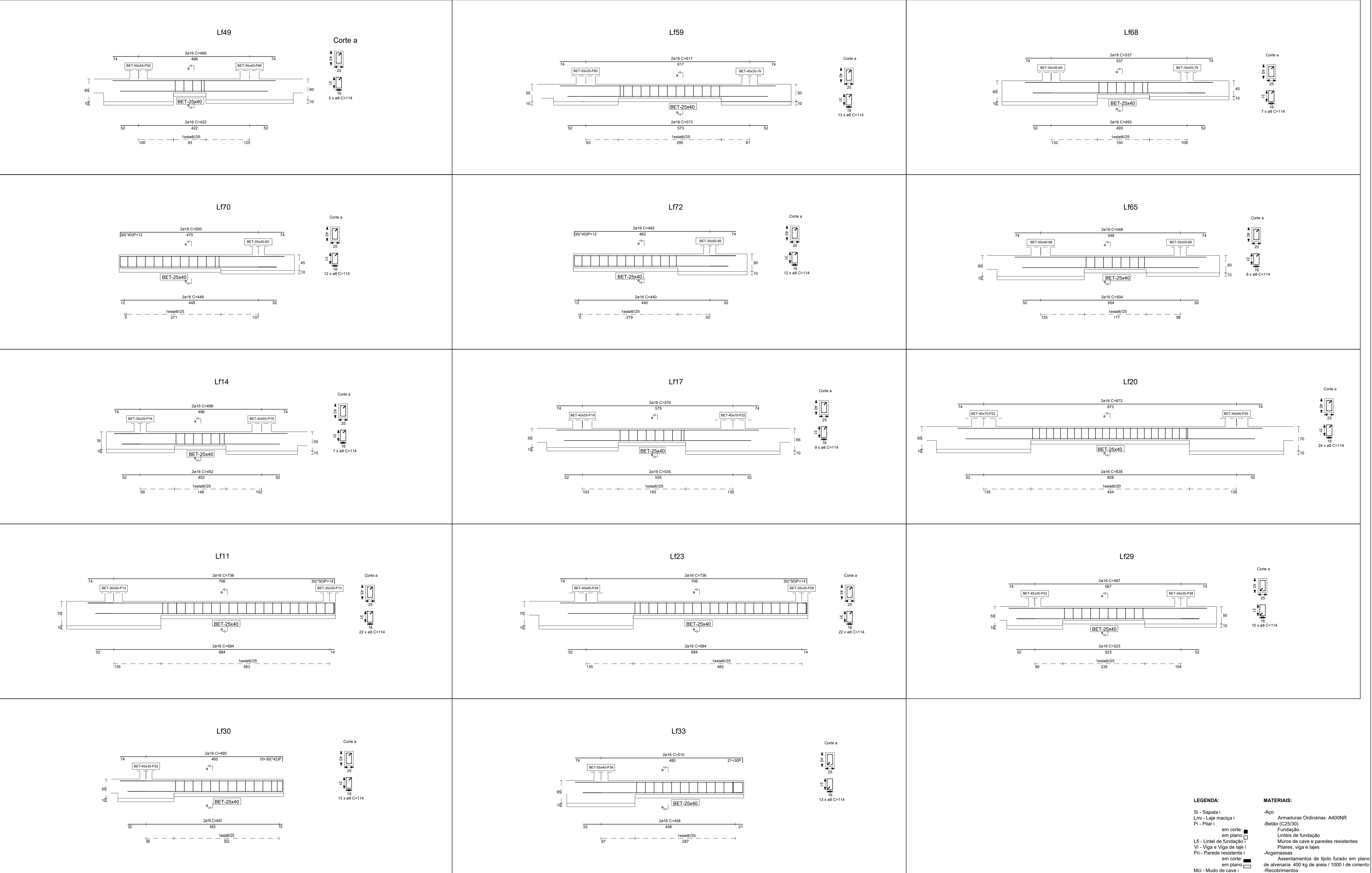
NOTA: A cota zero (0.00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

NOTA: Em todas as sapatas, e quando não especificado no quadro de sapatas, deverá ser colocada na sua face superior uma malha de armadura $\phi 8/15$ cm

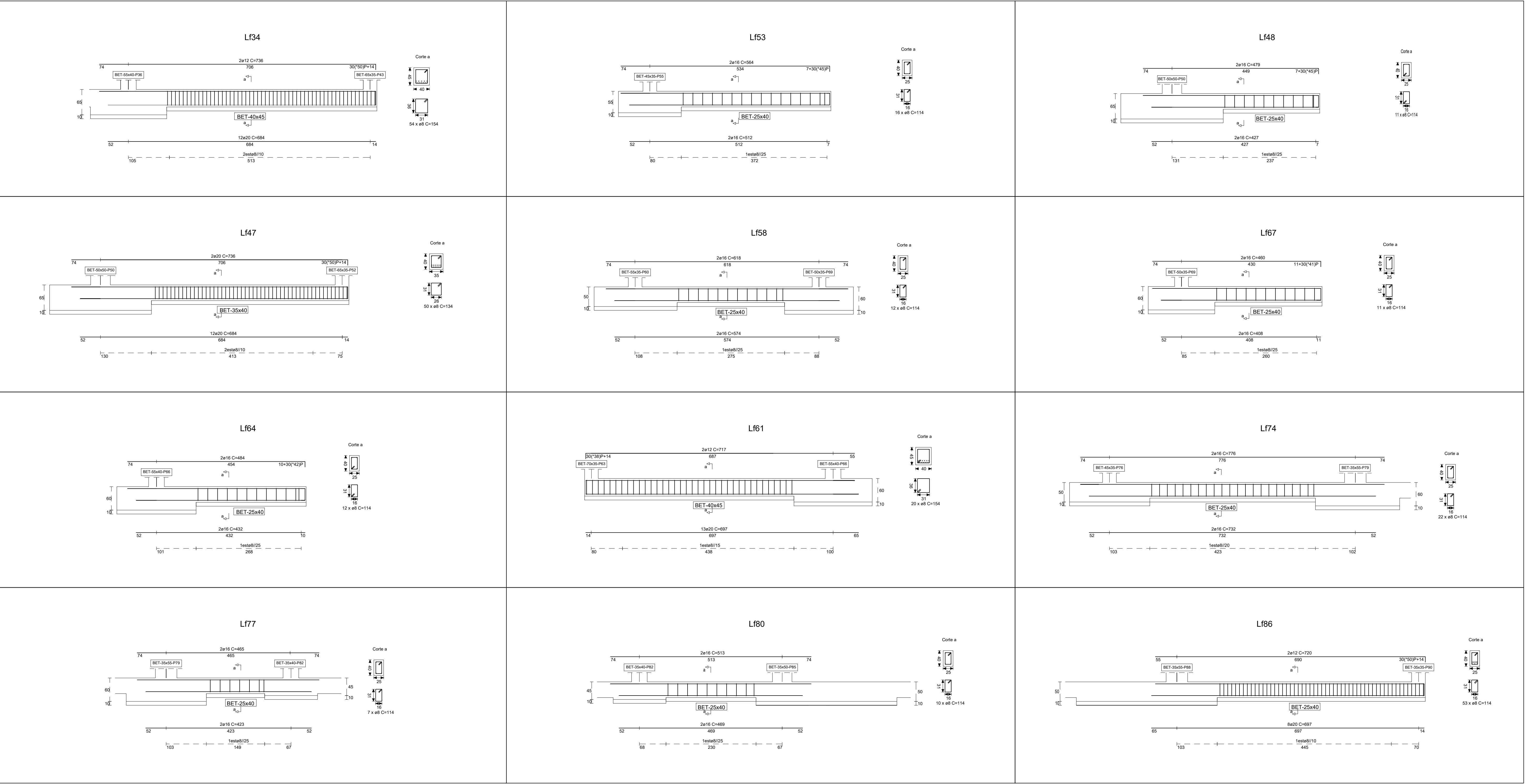
QUADRO DE LINTÉIS DE FUNDAÇÃO
Cotas e dimensões em cm



QUADRO DE LINTÉIS DE FUNDAÇÃO
Cotas e dimensões em cm



QUADRO DE LINTÉIS DE FUNDAÇÃO
Cotas e dimensões em cm



- LEGENDA:**
- SI - Sapata i
 - Lmi - Laje maciça i
 - PI - Pilar i
 - Lfi - Lintel de fundação i
 - Vi - Viga e Viga de laje i
 - Pri - Parede resistente i
 - Mci - Muro de cave i
 - Spr - Sapata da parede resistente
- MATERIAIS:**
- Aço
 - Betão (C25/30)
 - Argamassas
 - Recobrimentos
 - Paredes resistentes: 3.0 cm
 - Pilares e vigas: 3.0 cm

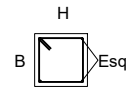
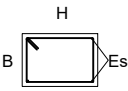
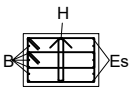
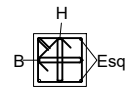
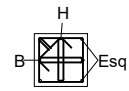
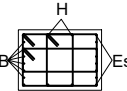
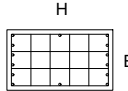
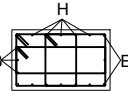
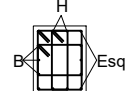
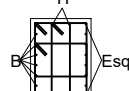
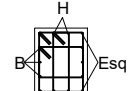
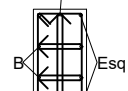
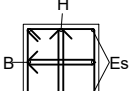

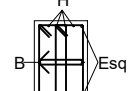
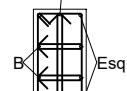
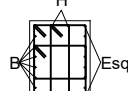
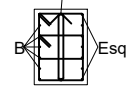
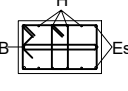
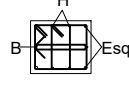
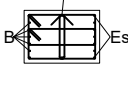
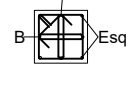
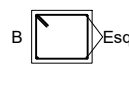
NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais deve-se à ter em conta os elementos arquitetónicos.

QUADRO DE PILARES DA COTA -720

Alturas e cotas em cm

Pilar 2 BET 35x35 Tipo 1/-720	Pilar 4 BET 35x35 Tipo 1/-720	Pilar 6 BET 35x50 Tipo 2/-720	Pilar 8 BET 35x35 Tipo 1/-720	Pilar 10 BET 35x35 Tipo 1/-720	Pilar 12 BET 35x50 Tipo 3/-720	Pilar 13 BET 35x35 Tipo 4/-720	Pilar 16 BET 35x35 Tipo 5/-720	Pilar 19 BET 40x55 Tipo 6/-720	Pilar 22 BET 40x70 Tipo 7/-720	Pilar 26 BET 40x65 Tipo 8/-720	Pilar 28 BET 35x35 Tipo 4/-720	Pilar 32 BET 45x35 Tipo 9/-720	Pilar 36 BET 55x40 Tipo 10/-720	Pilar 38 BET 45x35 Tipo 11/-720	Pilar 43 BET 70x35 Tipo 12/-720	Pilar 50 BET 50x50 Tipo 13/-720	Pilar 52 BET 65x35 Tipo 14/-720
Pilar 55 BET 45x35 Tipo 9/-720	Pilar 60 BET 55x35 Tipo 15/-720	Pilar 63 BET 70x35 Tipo 16/-720	Pilar 66 BET 55x40 Tipo 17/-720	Pilar 69 BET 50x35 Tipo 18/-720	Pilar 76 BET 45x35 Tipo 9/-720	Pilar 79 BET 35x55 Tipo 19/-720	Pilar 82 BET 35x40 Tipo 20/-720	Pilar 85 BET 35x50 Tipo 21/-720	Pilar 88 BET 35x55 Tipo 19/-720	Pilar 90 BET 35x35 Tipo 22/-720	Pilar 91 BET 35x35 Tipo 1/-720	Pilar 92 BET 35x35 Tipo 1/-720	Pilar 93 BET 35x40 Tipo 23/-720	Pilar 94 BET 35x35 Tipo 1/-720	Pilar 95 BET 35x35 Tipo 1/-720	Pilar 96 BET 35x35 Tipo 1/-720	

TIPOS DE PILARES DA COTA -720

Tipo 1/-720 (x9)	Tipo 2/-720 (x1)	Tipo 3/-720 (x1)	Tipo 4/-720 (x2)	Tipo 5/-720 (x1)	Tipo 6/-720 (x1)	Tipo 7/-720 (x1)	Tipo 8/-720 (x1)	Tipo 9/-720 (x3)	Tipo 10/-720 (x1)
BET 35x35 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 85 :1estø8//10 120 :1estø8//20 35 :1estø8//10 Armadura de Esperas Esq:8ø12(119+15P) 1estø8//20	BET 35x50 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 100 :1estø8//10 90 :1estø8//20 50 :1estø8//10 Armadura de Esperas Esq:8ø12(119+15P) 1estø8//20	BET 35x50 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 70 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:4ø12(150+15P) B/H:2x5ø12/2x1ø12 2+1estø8//20	BET 35x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 100 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:8ø12(135+15P) B/H:2x1ø12/2x1ø12 2+1estø8//10	BET 35x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x1ø12 65 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:8ø12(130+15P) B/H:2x1ø12/2x1ø12 2+1estø8//10	BET 40x55 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x6ø12/2x2ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//20 55 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:4ø12(135+15P) B/H:2x6ø12/2x2ø12 2+1estø8//20	BET 40x70 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x4ø16/2x1ø16 90 :2+2estø8//5 80 :2+2estø8//15 70 :2+2estø8//5 Armadura de Esperas Esq:8ø12(145+15P) B/H:2x8ø12/2x2ø12 2+2estø8//15	BET 40x65 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x3ø12/2x5ø12 85 :2+1estø8//5 90 :2+1estø8//10 65 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:4ø16(179+16P) B/H:2x3ø12/2x5ø12 2+1estø8//10	BET 45x35 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x3ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:4ø12(135+15P) B/H:2x3ø12/2x2ø12 2+1estø8//20	BET 55x40 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x6ø12/2x2ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//20 55 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:4ø12(145+15P) B/H:2x6ø12/2x2ø12 2+1estø8//20
Tipo 11/-720 (x1)	Tipo 12/-720 (x1)	Tipo 13/-720 (x1)	Tipo 14/-720 (x1)	Tipo 15/-720 (x1)	Tipo 16/-720 (x1)	Tipo 17/-720 (x1)	Tipo 18/-720 (x1)	Tipo 19/-720 (x2)	Tipo 20/-720 (x1)
BET 45x35 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x3ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:4ø12(130+15P) B/H:2x3ø12/2x2ø12 2+1estø8//20	BET 70x35 L=240 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x2ø16/2x1ø16 3+1estø8//10 Armadura de Esperas Esq:8ø16(169+16P) B/H:2x4ø12/2x2ø12 3+1estø8//10	BET 50x50 L=240 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x1ø20/2x1ø20 70 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:8ø16(174+16P) B/H:2x2ø16/2x2ø16 2+1estø8//20	BET 65x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x5ø12/2x2ø12 2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:8ø12(135+15P) B/H:2x5ø12/2x2ø12 2+1estø8//5	BET 55x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:8ø12(130+15P) B/H:2x1ø12/2x4ø12 2+1estø8//10	BET 70x35 L=240 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x2ø16/2x1ø16 3+1estø8//10 Armadura de Esperas Esq:8ø16(174+16P) B/H:2x4ø12/2x2ø12 3+1estø8//10	BET 55x40 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x6ø12/2x2ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//20 55 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:4ø12(140+15P) B/H:2x6ø12/2x2ø12 2+1estø8//20	BET 50x35 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 70 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:4ø12(140+15P) B/H:2x5ø12/2x1ø12 2+1estø8//20	BET 35x55 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:8ø12(125+15P) B/H:2x2ø12/2x8ø12 2+1estø8//10	BET 35x40 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:8ø12(125+15P) B/H:2x2ø12/2x4ø12 2+1estø8//10
Tipo 21/-720 (x1)	Tipo 22/-720 (x1)	Tipo 23/-720 (x1)							
BET 35x50 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 70 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:4ø12(130+15P) B/H:2x5ø12/2x1ø12 2+1estø8//20	BET 35x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 100 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5 Armadura de Esperas Esq:8ø12(130+15P) B/H:2x1ø12/2x1ø12 2+1estø8//10	BET 35x40 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 90 :1estø8//10 110 :1estø8//20 40 :1estø8//10 Armadura de Esperas Esq:8ø12(119+15P) 1estø8//20							


MATERIAIS:

- Aço
 - Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
 - Fundação
 - Lintéis de fundação
 - Muros de cave e paredes resistentes
 - Pilares, viga e lajes
- Argamassas
 - Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
 - Lajes: 2.5 cm
 - Muros de cave: 5.0 cm
 - Linteis de fundação e sapatas: 5.0 cm
 - Paredes resistentes: 3.0 cm
 - Pilares e vigas: 3.0 cm

LEGENDA:

- Si - Sapata i
- Lmi - Laje maciça i
- Pi - Pilar i
- Pri - Parede resistente i
- Mci - Mudo de cave i
- Spr - Sapata da parede resistente
- Lfi - Lintel de fundação i
- Vi - Viga e Viga de laje i

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

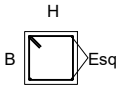
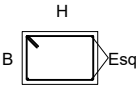
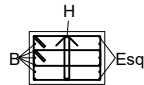
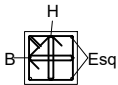
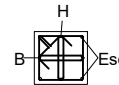
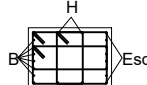
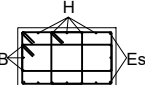
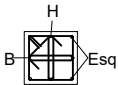
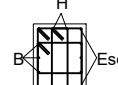
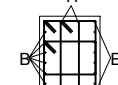
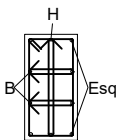
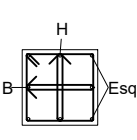
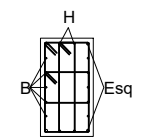
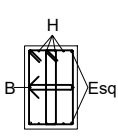
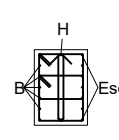
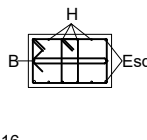
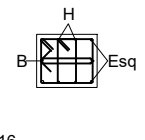
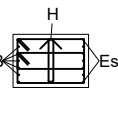
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/50
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Pilares Cota -720
Setembro 2017		Desenho nº 15 Formato A3

QUADRO DE PILARES DA COTA -480

Alturas e cotas em cm

Pilar 106 BET 35x35 Tipo 1/-480	Pilar 107 BET 35x35 Tipo 1/-480	Pilar 108 BET 35x50 Tipo 2/-480	Pilar 109 BET 35x35 Tipo 1/-480	Pilar 110 BET 35x35 Tipo 1/-480	Pilar 111 BET 35x50 Tipo 3/-480	Pilar 112 BET 35x35 Tipo 4/-480	Pilar 113 BET 35x35 Tipo 5/-480	Pilar 114 BET 40x55 Tipo 6/-480	Pilar 115 BET 40x65 Tipo 7/-480	Pilar 116 BET 40x65 Tipo 7/-480	Pilar 117 BET 35x35 Tipo 8/-480	Pilar 118 BET 45x35 Tipo 9/-480	Pilar 119 BET 55x40 Tipo 10/-480
Pilar 120 BET 45x35 Tipo 9/-480	Pilar 125 BET 70x35 Tipo 11/-480	Pilar 129 BET 50x50 Tipo 12/-480	Pilar 130 BET 65x35 Tipo 13/-480	Pilar 131 BET 45x35 Tipo 9/-480	Pilar 134 BET 55x35 Tipo 14/-480	Pilar 135 BET 70x35 Tipo 11/-480	Pilar 136 BET 55x40 Tipo 10/-480	Pilar 137 BET 50x35 Tipo 15/-480	Pilar 140 BET 45x35 Tipo 9/-480	Pilar 141 BET 35x55 Tipo 16/-480	Pilar 142 BET 35x40 Tipo 17/-480	Pilar 143 BET 35x50 Tipo 18/-480	Pilar 144 BET 35x55 Tipo 16/-480
Pilar 145 BET 35x35 Tipo 8/-480	Pilar 146 BET 35x35 Tipo 1/-480	Pilar 147 BET 35x35 Tipo 1/-480	Pilar 148 BET 35x35 Tipo 1/-480	Pilar 149 BET 35x35 Tipo 1/-480	Pilar 150 BET 35x35 Tipo 1/-480	Pilar 151 BET 35x35 Tipo 1/-480							

TIPOS DE PILARES DA COTA -480

Tipo 1/-480 (x10)	Tipo 2/-480 (x1)	Tipo 3/-480 (x1)	Tipo 4/-480 (x1)	Tipo 5/-480 (x1)	Tipo 6/-480 (x1)	Tipo 7/-480 (x2)	Tipo 8/-480 (x2)	Tipo 9/-480 (x4)	Tipo 10/-480 (x2)
BET 35x35 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 85 :1estø8//10 120 :1estø8//20 35 :1estø8//10	BET 35x50 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 100 :1estø8//10 90 :1estø8//20 50 :1estø8//10	BET 35x50 L=240 lb=58 ls=146  Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 70 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=240 lb=77 ls=146  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 100 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x1ø12 65 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 40x55 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x6ø12/2x2ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//20 55 :2+1estø8//5	BET 40x65 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x3ø12/2x5ø12 85 :2+1estø8//5 90 :2+1estø8//10 65 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 100 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 45x35 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x3ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 55x40 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x6ø12/2x2ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//20 55 :2+1estø8//5
Tipo 11/-480 (x2)	Tipo 12/-480 (x1)	Tipo 13/-480 (x1)	Tipo 14/-480 (x1)	Tipo 15/-480 (x1)	Tipo 16/-480 (x2)	Tipo 17/-480 (x1)	Tipo 18/-480 (x1)		
BET 70x35 L=240 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x2ø16/2x1ø16 3+1estø8//10	BET 50x50 L=240 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x1ø20/2x1ø20 70 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5	BET 65x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x5ø12/2x2ø12 2+1estø8//5	BET 55x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5	BET 50x35 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 70 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5	BET 35x55 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5	BET 35x40 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x50 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 70 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5		

LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i

em corte: ■
em plano: □
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
em corte: ■
em plano: □
Mci - Mudo de cave i
em corte: ■
em plano: □
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

-Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Linteis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/50

Descrição:

Pilares
Cota -480

Desenho nº

16

Formato A3

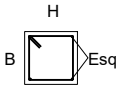
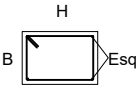
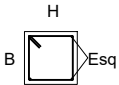
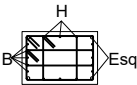
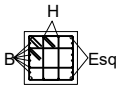
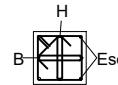
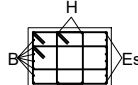
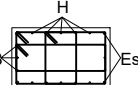
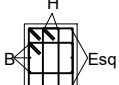
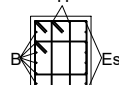
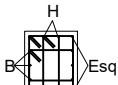
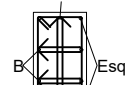
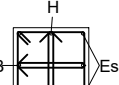
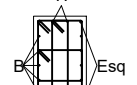
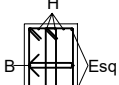
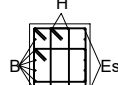
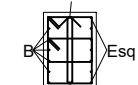
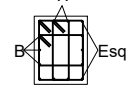
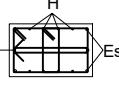
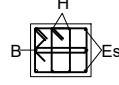
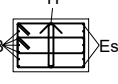
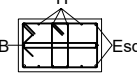
NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

QUADRO DE PILARES DA COTA -240

Alturas e cotas em cm

Pilar 161 BET 35x35 Tipo 1/-240	Pilar 162 BET 35x35 Tipo 1/-240	Pilar 163 BET 35x50 Tipo 2/-240	Pilar 164 BET 35x35 Tipo 3/-240	Pilar 165 BET 35x35 Tipo 1/-240	Pilar 166 BET 35x50 Tipo 4/-240	Pilar 167 BET 35x35 Tipo 5/-240	Pilar 168 BET 35x35 Tipo 6/-240	Pilar 169 BET 40x55 Tipo 7/-240	Pilar 170 BET 40x65 Tipo 8/-240	Pilar 171 BET 40x65 Tipo 8/-240	Pilar 172 BET 35x35 Tipo 6/-240	Pilar 173 BET 45x35 Tipo 9/-240	Pilar 174 BET 55x40 Tipo 10/-240
Pilar 175 BET 45x35 Tipo 11/-240	Pilar 180 BET 70x35 Tipo 12/-240	Pilar 184 BET 50x50 Tipo 13/-240	Pilar 185 BET 65x35 Tipo 14/-240	Pilar 186 BET 45x35 Tipo 9/-240	Pilar 189 BET 55x35 Tipo 15/-240	Pilar 190 BET 70x35 Tipo 12/-240	Pilar 191 BET 55x40 Tipo 16/-240	Pilar 192 BET 50x35 Tipo 17/-240	Pilar 195 BET 45x35 Tipo 18/-240	Pilar 196 BET 35x55 Tipo 19/-240	Pilar 197 BET 35x40 Tipo 20/-240	Pilar 198 BET 35x50 Tipo 21/-240	Pilar 199 BET 35x55 Tipo 22/-240
Pilar 200 BET 35x35 Tipo 6/-240	Pilar 201 BET 35x35 Tipo 1/-240	Pilar 202 BET 35x35 Tipo 1/-240	Pilar 203 BET 35x35 Tipo 1/-240	Pilar 204 BET 35x35 Tipo 1/-240	Pilar 205 BET 35x35 Tipo 1/-240	Pilar 206 BET 35x35 Tipo 1/-240							







TIPOS DE PILARES DA COTA -240

Tipo 1/-240 (x9)	Tipo 2/-240 (x1)	Tipo 3/-240 (x1)	Tipo 4/-240 (x1)	Tipo 5/-240 (x1)	Tipo 6/-240 (x3)	Tipo 7/-240 (x1)	Tipo 8/-240 (x2)	Tipo 9/-240 (x2)	Tipo 10/-240 (x1)
BET 35x35 L=240 lb=58 la=10  Esq:4ø12 85 :1estø8//10 120 :1estø8//20 35 :1estø8//10	BET 35x50 L=240 lb=58 la=10  Esq:4ø12 100 :1estø8//10 90 :1estø8//20 50 :1estø8//10	BET 35x35 L=125 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 35 :1estø8//10 55 :1estø8//20 35 :1estø8//10	BET 35x50 L=125 lb=97 la=68  Esq:4ø20 B/H:2x5ø12/2x3ø12 2+1estø8//5	BET 35x35 L=240 lb=97 la=19  Esq:4ø20 B/H:2x6ø12/2x2ø12 2+1estø8//5	BET 35x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 100 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 40x55 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x6ø12/2x2ø12 90 :2+1estø8//5 95 :2+1estø8//20 55 :2+1estø8//5	BET 40x65 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x3ø12/2x5ø12 100 :2+1estø8//5 75 :2+1estø8//10 65 :2+1estø8//5	BET 45x35 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x3ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 55x40 L=240 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x6ø12/2x2ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//20 55 :2+1estø8//5
Tipo 11/-240 (x1)	Tipo 12/-240 (x2)	Tipo 13/-240 (x1)	Tipo 14/-240 (x1)	Tipo 15/-240 (x1)	Tipo 16/-240 (x1)	Tipo 17/-240 (x1)	Tipo 18/-240 (x1)	Tipo 19/-240 (x1)	Tipo 20/-240 (x1)
BET 45x35 L=240 lb=58 ls=116  Esq:4ø12 B/H:2x3ø12/2x2ø12 70 :2+1estø8//5 125 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 70x35 L=240 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x2ø16/2x1ø16 3+1estø8//10	BET 50x50 L=240 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x1ø20/2x1ø20 70 :2+1estø8//10 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//10	BET 65x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x5ø12/2x2ø12 2+1estø8//5	BET 55x35 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 80 :2+1estø8//5 105 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5	BET 55x40 L=240 lb=58 ls=116  Esq:4ø12 B/H:2x6ø12/2x2ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//20 55 :2+1estø8//5	BET 50x35 L=240 lb=58 ls=116  Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 70 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5	BET 45x35 L=240 lb=58 ls=116  Esq:4ø12 B/H:2x3ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 35x55 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5	BET 35x40 L=240 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5
Tipo 21/-240 (x1)	Tipo 22/-240 (x1)								
BET 35x50 L=240 lb=58 ls=116  Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 70 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5	BET 35x55 L=240 lb=77 ls=146  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 75 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5								

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i

em corte: 
em plano: 
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
em corte: 
em plano: 
Mci - Mudo de cave i
em corte: 
em plano: 
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

-Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Linteis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/50

Descrição:

Pilares
Cota -240

Desenho nº

17

Formato A3

QUADRO DE PILARES DA COTA 0

Alturas e cotas em cm

Pilar 219 BET 35x35 Tipo 1/0	Pilar 220 BET 35x35 Tipo 2/0	Pilar 221 BET 35x55 Tipo 3/0	Pilar 222 BET 35x55 Tipo 3/0	Pilar 223 BET 35x35 Tipo 1/0	Pilar 224 BET 30x35 Tipo 4/0	Pilar 225 BET 45x35 Tipo 5/0	Pilar 226 BET 35x35 Tipo 6/0	Pilar 231 BET 70x35 Tipo 7/0	Pilar 235 BET 50x35 Tipo 8/0	Pilar 236 BET 50x35 Tipo 9/0
Pilar 237 BET 30x35 Tipo 4/0	Pilar 240 BET 35x35 Tipo 10/0	Pilar 241 BET 70x35 Tipo 7/0	Pilar 242 BET 40x35 Tipo 11/0	Pilar 243 BET 40x35 Tipo 11/0	Pilar 246 BET 35x35 Tipo 12/0	Pilar 247 BET 35x55 Tipo 13/0	Pilar 248 BET 35x35 Tipo 14/0	Pilar 249 BET 35x35 Tipo 15/0	Pilar 250 BET 35x35 Tipo 16/0	Pilar 251 BET 35x35 Tipo 17/0

TIPOS DE PILARES DA COTA 0

Tipo 1/0 (x2)	Tipo 2/0 (x1)	Tipo 3/0 (x2)	Tipo 4/0 (x2)	Tipo 5/0 (x1)	Tipo 6/0 (x1)	Tipo 7/0 (x2)	Tipo 8/0 (x1)	Tipo 9/0 (x1)
BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116 Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=58 ls=88 Esq:4ø12 B/H:2x4ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 35x55 L=280 lb=77 ls=116 Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 105 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5	BET 30x35 L=280 lb=58 ls=88 Esq:4ø12 B/H:2x1ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 45x35 L=280 lb=58 ls=88 Esq:4ø12 B/H:2x3ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116 Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x3ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 70x35 L=280 lb=97 ls=146 Esq:4ø20 B/H:2x2ø16/2x1ø16 120 :3+1estø8//10 90 :3+1estø8//15 70 :3+1estø8//10	BET 50x35 L=280 lb=58 ls=88 Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 120 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5	BET 50x35 L=280 lb=58 ls=116 Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 120 :2+1estø8//5 110 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5
Tipo 10/0 (x1)	Tipo 11/0 (x2)	Tipo 12/0 (x1)	Tipo 13/0 (x1)	Tipo 14/0 (x1)	Tipo 15/0 (x1)	Tipo 16/0 (x1)	Tipo 17/0 (x1)	
BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116 Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x6ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 40x35 L=280 lb=77 ls=116 Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116 Esq:4ø16 B/H:2x5ø12/2x2ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x55 L=280 lb=77 ls=182 Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 105 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=58 ls=88 Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116 Esq:4ø16 B/H:2x5ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=97 ls=146 Esq:4ø20 B/H:2x6ø12/2x2ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=146 Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x3ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	

LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i

em corte: ■
em plano: □
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
em corte: ■
em plano: □
Mci - Mudo de cave i
em corte: ■
em plano: □
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

-Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/50

Descrição:

Pilares
Cota 0

Desenho nº

18

Formato A3

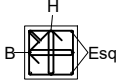
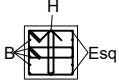
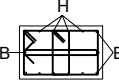
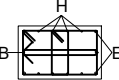
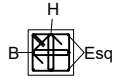
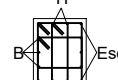
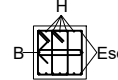
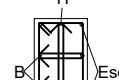
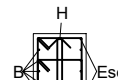
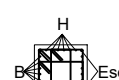
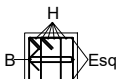
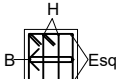
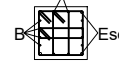
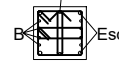
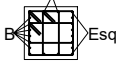
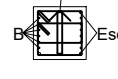
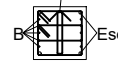
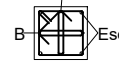
NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

QUADRO DE PILARES DA COTA 280

Alturas e cotas em cm







Pilar 261 BET 35x35 Tipo 1/280	Pilar 262 BET 35x35 Tipo 2/280	Pilar 263 BET 35x55 Tipo 3/280	Pilar 264 BET 35x55 Tipo 4/280	Pilar 265 BET 35x35 Tipo 1/280	Pilar 266 BET 30x30 Tipo 5/280	Pilar 267 BET 45x35 Tipo 6/280	Pilar 268 BET 35x35 Tipo 7/280	Pilar 273 BET 70x35 Tipo 8/280	Pilar 277 BET 50x35 Tipo 9/280	Pilar 278 BET 35x35 Tipo 10/280
Pilar 279 BET 30x30 Tipo 5/280	Pilar 282 BET 35x35 Tipo 11/280	Pilar 283 BET 70x35 Tipo 8/280	Pilar 284 BET 40x35 Tipo 12/280	Pilar 285 BET 30x30 Tipo 5/280	Pilar 288 BET 35x35 Tipo 13/280	Pilar 289 BET 35x35 Tipo 14/280	Pilar 290 BET 35x35 Tipo 15/280	Pilar 291 BET 35x35 Tipo 16/280	Pilar 292 BET 35x35 Tipo 17/280	Pilar 293 BET 35x35 Tipo 18/280

TIPOS DE PILARES DA COTA 280

Tipo 1/280 (x2)	Tipo 2/280 (x1)	Tipo 3/280 (x1)	Tipo 4/280 (x1)	Tipo 5/280 (x3)	Tipo 6/280 (x1)	Tipo 7/280 (x1)	Tipo 8/280 (x2)	Tipo 9/280 (x1)	Tipo 10/280 (x1)
BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x4ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 35x55 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 105 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5	BET 35x55 L=280 lb=77 ls=146  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 105 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//10 55 :2+1estø8//5	BET 30x30 L=280 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x1ø12/2x1ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 45x35 L=280 lb=58 ls=116  Esq:4ø12 B/H:2x3ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x1ø12/2x5ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 70x35 L=280 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x2ø16/2x1ø16 120 :3+1estø8//10 90 :3+1estø8//15 70 :3+1estø8//10	BET 50x35 L=280 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 110 :2+1estø8//5 120 :2+1estø8//20 50 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=182  Esq:4ø16 B/H:2x6ø12/2x6ø12 105 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5
Tipo 11/280 (x1)	Tipo 12/280 (x1)	Tipo 13/280 (x1)	Tipo 14/280 (x1)	Tipo 15/280 (x1)	Tipo16/280(x1)	Tipo 17/280 (x1)	Tipo 18/280 (x1)		
BET 35x35 L=280 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x1ø12/2x6ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 40x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x4ø12/2x2ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=121 ls=182  Esq:4ø25 B/H:2x4ø16/2x1ø16 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//15 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=58 ls=116  Esq:4ø12 B/H:2x6ø12/2x2ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x6ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x5ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x1ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5		

LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i

em corte: 
em plano: 
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
em corte: 
em plano: 
Mci - Mudo de cave i
em corte: 
em plano: 
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

-Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/50

Descrição:

Pilares
Cota 280

Desenho nº

19

Formato A3

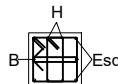
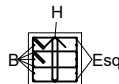
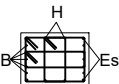
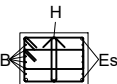
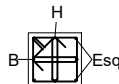
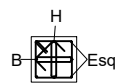
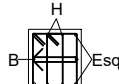
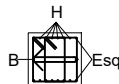

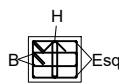
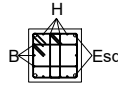
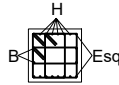
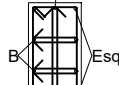
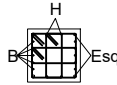
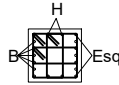
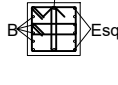
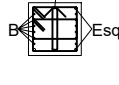
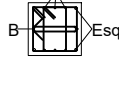
NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

QUADRO DE PILARES DA COTA 560

Alturas e cotas em cm

Pilar 303 BET 35x35 Tipo 1/560	Pilar 304 BET 35x35 Tipo 2/560	Pilar 305 BET 35x45 Tipo 3/560	Pilar 306 BET 35x45 Tipo 4/560	Pilar 307 BET 35x35 Tipo 5/560	Pilar 308 BET 30x30 Tipo 6/560	Pilar 309 BET 40x35 Tipo 7/560	Pilar 310 BET 35x35 Tipo 8/560	Pilar 315 BET 70x35 Tipo 9/560	Pilar 319 BET 30x35 Tipo 10/560	Pilar 320 BET 35x35 Tipo 11/560
Pilar 321 BET 30x30 Tipo 6/1280	Pilar 324 BET 35x35 Tipo 12/560	Pilar 325 BET 70x35 Tipo 13/560	Pilar 326 BET 40x35 Tipo 7/560	Pilar 327 BET 30x30 Tipo 6/560	Pilar 330 BET 35x35 Tipo 14/560	Pilar 331 BET 35x35 Tipo 15/560	Pilar 332 BET 35x35 Tipo 16/560	Pilar 333 BET 35x35 Tipo 17/560	Pilar 334 BET 35x35 Tipo 17/560	Pilar 335 BET 35x35 Tipo 18/560

TIPOS DE PILARES DA COTA 560

Tipo 1/560 (x1)	Tipo 2/560 (x1)	Tipo 3/560 (x1)	Tipo 4/560 (x1)	Tipo 5/560 (x1)	Tipo 6/560 (x3)	Tipo 7/560 (x2)	Tipo 8/560 (x1)	Tipo 9/560 (x1)	Tipo 10/560 (x1)
BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x2ø12 2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x5ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 35x45 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x5ø12/2x2ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x45 L=280 lb=97 ls=182  Esq:4ø20 B/H:2x6ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 30x30 L=280 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x1ø12/2x1ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 40x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=58 ls=116  Esq:4ø12 B/H:2x1ø12/2x6ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 70x35 L=280 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x2ø16/2x1ø16 120 :3+1estø8//10 90 :3+1estø8//15 70 :3+1estø8//10	BET 30x35 L=280 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x2ø12/2x1ø12 105 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5
Tipo 11/560 (x1)	Tipo 12/560 (x1)	Tipo 13/560 (x1)	Tipo 14/560 (x1)	Tipo 15/560 (x1)	Tipo 16/560 (x1)	Tipo 17/560 (x2)	Tipo 18/560 (x1)		
BET 35x35 L=280 lb=121 ls=182  Esq:4ø25 B/H:2x3ø12/2x4ø12 2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=58 ls=146  Esq:4ø12 B/H:2x2ø12/2x6ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 70x35 L=280 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x2ø16/2x1ø16 3+1estø8//10	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x2ø16/2x2ø12 2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=146  Esq:4ø16 B/H:2x5ø16/2x2ø16 95 :2+1estø8//10 140 :2+1estø8//15 45 :2+1estø8//10	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x4ø16/2x1ø16 95 :2+1estø8//10 140 :2+1estø8//15 45 :2+1estø8//10	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x6ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=146  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x3ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5		

LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i

em corte: ■
em plano: □
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
em corte: ■
em plano: □
Mci - Mudo de cave i
em corte: ■
em plano: □
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

-Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/50

Descrição:

Pilares
Cota 560

Desenho nº

20

Formato A3

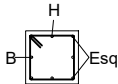
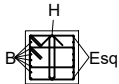
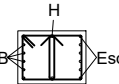
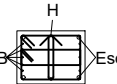
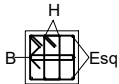
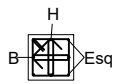
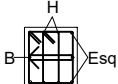
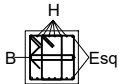
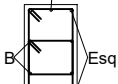
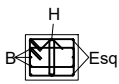
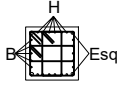
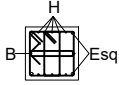
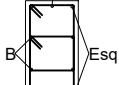
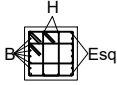
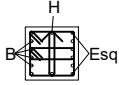
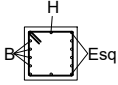
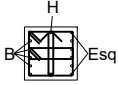
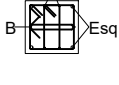
NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

QUADRO DE PILARES DA COTA 840

Alturas e cotas em cm

Pilar 345 BET 35x35 Tipo 1/840	Pilar 346 BET 35x35 Tipo 2/840	Pilar 347 BET 35x45 Tipo 3/840	Pilar 348 BET 35x45 Tipo 4/840	Pilar 349 BET 35x35 Tipo 5/840	Pilar 350 BET 30x30 Tipo 6/840	Pilar 351 BET 40x35 Tipo 7/840	Pilar 352 BET 35x35 Tipo 8/840	Pilar 357 BET 70x35 Tipo 9/840	Pilar 361 BET 30x35 Tipo 10/840	Pilar 362 BET 35x35 Tipo 11/840
Pilar 363 BET 30x30 Tipo 6/840	Pilar 366 BET 35x35 Tipo 12/840	Pilar 367 BET 70x35 Tipo 13/840	Pilar 368 BET 40x35 Tipo 7/840	Pilar 369 BET 30x30 Tipo 6/840	Pilar 372 BET 35x35 Tipo 14/840	Pilar 373 BET 35x35 Tipo 15/840	Pilar 374 BET 35x35 Tipo 16/840	Pilar 375 BET 35x35 Tipo 16/840	Pilar 376 BET 35x35 Tipo 17/840	Pilar 377 BET 35x35 Tipo 18/840

TIPOS DE PILARES DA COTA 840

Tipo 1/840 (x1)	Tipo 2/840 (x1)	Tipo 3/840 (x1)	Tipo 4/840 (x1)	Tipo 5/840 (x1)	Tipo 6/840 (x3)	Tipo 7/840 (x2)	Tipo 8/840 (x1)	Tipo 9/840 (x1)	Tipo 10/840 (x1)
BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø16/2x1ø16 1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=58 ls=116  Esq:4ø12 B/H:2x6ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 35x45 L=280 lb=77 ls=182  Esq:4ø16 B/H:2x4ø16/2x1ø16 1+1estø8//5	BET 35x45 L=280 lb=121 ls=182  Esq:4ø25 B/H:2x5ø12/2x1ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=146  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x2ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 30x30 L=280 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x1ø12/2x1ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 40x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x6ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 70x35 L=280 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x2ø16/2x1ø16 2estø8//5	BET 30x35 L=280 lb=58 ls=88  Esq:4ø12 B/H:2x3ø12/2x1ø12 105 :2+1estø8//5 130 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5
Tipo 11/840 (x1)	Tipo 12/840 (x1)	Tipo 13/840 (x1)	Tipo 14/840 (x1)	Tipo 15/840 (x1)	Tipo 16/840 (x2)	Tipo 17/840 (x1)	Tipo 18/840 (x1)		
BET 35x35 L=280 lb=97 ls=182  Esq:4ø20 B/H:2x5ø12/2x6ø12 2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x1ø12/2x5ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 70x35 L=280 lb=97 ls=182  Esq:4ø20 B/H:2x2ø16/2x1ø16 2estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=182  Esq:4ø16 B/H:2x6ø12/2x2ø12 2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x4ø20/2x1ø20 95 :2+1estø8//10 140 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//10	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x4ø16/2x1ø16 1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 ls=116  Esq:4ø16 B/H:2x4ø16/2x1ø16 95 :2+1estø8//10 140 :2+1estø8//15 45 :2+1estø8//10	BET 35x35 L=280 lb=97 ls=146  Esq:4ø20 B/H:2x1ø12/2x2ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5		

LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i

em corte: ■
em plano: □
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
em corte: ■
em plano: □
Mci - Mudo de cave i
em corte: ■
em plano: □
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

-Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/50

Descrição:

Pilares
Cota 840

Desenho nº

21

Formato A3

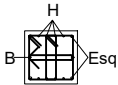
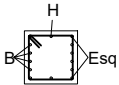
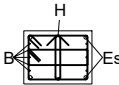
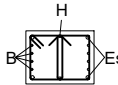
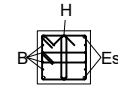
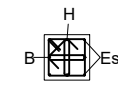
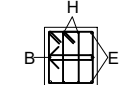
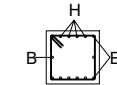
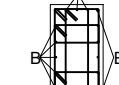
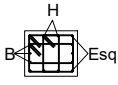
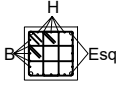
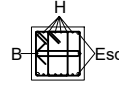
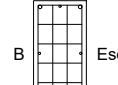
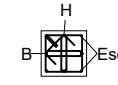
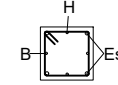
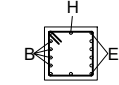
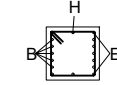
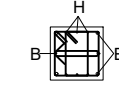
NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

QUADRO DE PILARES DA COTA 1120

Alturas e cotas em cm







Pilar 387 BET 35x35 Tipo 1/1120	Pilar 388 BET 35x35 Tipo 2/1120	Pilar 389 BET 35x45 Tipo 3/1120	Pilar 390 BET 35x45 Tipo 4/1120	Pilar 391 BET 35x35 Tipo 5/1120	Pilar 392 BET 30x30 Tipo 6/1120	Pilar 393 BET 40x35 Tipo 7/1120	Pilar 394 BET 35x35 Tipo 8/1120	Pilar 399 BET 70x35 Tipo 9/1120	Pilar 403 BET 30x35 Tipo 10/1120	Pilar 404 BET 35x35 Tipo 11/1120
Pilar 405 BET 30x30 Tipo 6/1120	Pilar 408 BET 35x35 Tipo 12/1120	Pilar 409 BET 70x35 Tipo 13/1120	Pilar 410 BET 40x35 Tipo 7/1120	Pilar 411 BET 30x30 Tipo 14/1120	Pilar 414 BET 35x35 Tipo 15/1120	Pilar 415 BET 35x35 Tipo 16/1120	Pilar 416 BET 35x35 Tipo 17/1120	Pilar 417 BET 35x35 Tipo 17/1120	Pilar 418 BET 35x35 Tipo 17/1120	Pilar 419 BET 35x35 Tipo 18/1120

TIPOS DE PILARES DA COTA 1120

Tipo 1/1120 (x1)	Tipo 2/1120 (x1)	Tipo 3/1120 (x1)	Tipo 4/1120 (x1)	Tipo 5/1120 (x1)	Tipo 6/1120 (x2)	Tipo 7/1120 (x2)	Tipo 8/1120 (x1)	Tipo 9/1120 (x1)
BET 35x35 L=280 lb=77 la=15  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x4ø12 95 :2+1estø8//5 140 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 la=15  Esq:4ø16 B/H:2x4ø16/2x1ø16 1estø8//5	BET 35x45 L=280 lb=121 la=35  Esq:4ø25 B/H:2x5ø12/2x1ø12 2+1estø8//5	BET 35x45 L=280 lb=121 la=35  Esq:4ø25 B/H:2x4ø16/2x1ø16 1+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=97 la=19  Esq:4ø20 B/H:2x4ø12/2x1ø12 2+1estø8//5	BET 30x30 L=280 lb=58 la=21  Esq:4ø12 B/H:2x1ø12/2x1ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 40x35 L=280 lb=77 la=34  Esq:4ø16 B/H:2x1ø12/2x2ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//10 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 la=15  Esq:4ø16 B/H:2x1ø16/2x4ø16 1estø8//5	BET 70x35 L=280 lb=77 la=15  Esq:4ø16 B/H:2x5ø12/2x3ø12 120 :3+1estø8//5 90 :3+1estø8//10 70 :3+1estø8//5
Tipo 10/1120 (x1)	Tipo 11/1120 (x1)	Tipo 12/1120 (x1)	Tipo 13/1120 (x1)	Tipo 14/1120 (x1)	Tipo 15/1120 (x1)	Tipo 16/1120 (x1)	Tipo 17/1120 (x3)	Tipo 18/1120 (x1)
BET 30x35 L=280 lb=58 la=21  Esq:4ø12 B/H:2x3ø12/2x2ø12 2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=121 la=35  Esq:4ø25 B/H:2x5ø12/2x5ø12 2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=97 la=19  Esq:4ø20 B/H:2x1ø12/2x6ø12 2+1estø8//5	BET 70x35 L=280 lb=121 la=35  Esq:4ø25 B/H:2x1ø16/2x1ø16 120 :3+1estø8//10 90 :3+1estø8//15 70 :3+1estø8//10	BET 30x30 L=280 lb=58 la=21  Esq:4ø12 B/H:2x1ø12/2x1ø12 65 :2+1estø8//5 170 :2+1estø8//20 45 :2+1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=121 la=35  Esq:4ø25 B/H:2x1ø16/2x1ø16 1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=97 la=19  Esq:4ø20 B/H:2x4ø20/2x1ø20 1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=77 la=15  Esq:4ø16 B/H:2x5ø16/2x1ø16 1estø8//5	BET 35x35 L=280 lb=97 la=19  Esq:4ø20 B/H:2x1ø12/2x3ø12 2+1estø8//5

LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i

em corte: 
em plano: 
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
em corte: 
em plano: 
Mci - Mudo de cave i
em corte: 
em plano: 
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

-Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/50

Descrição:

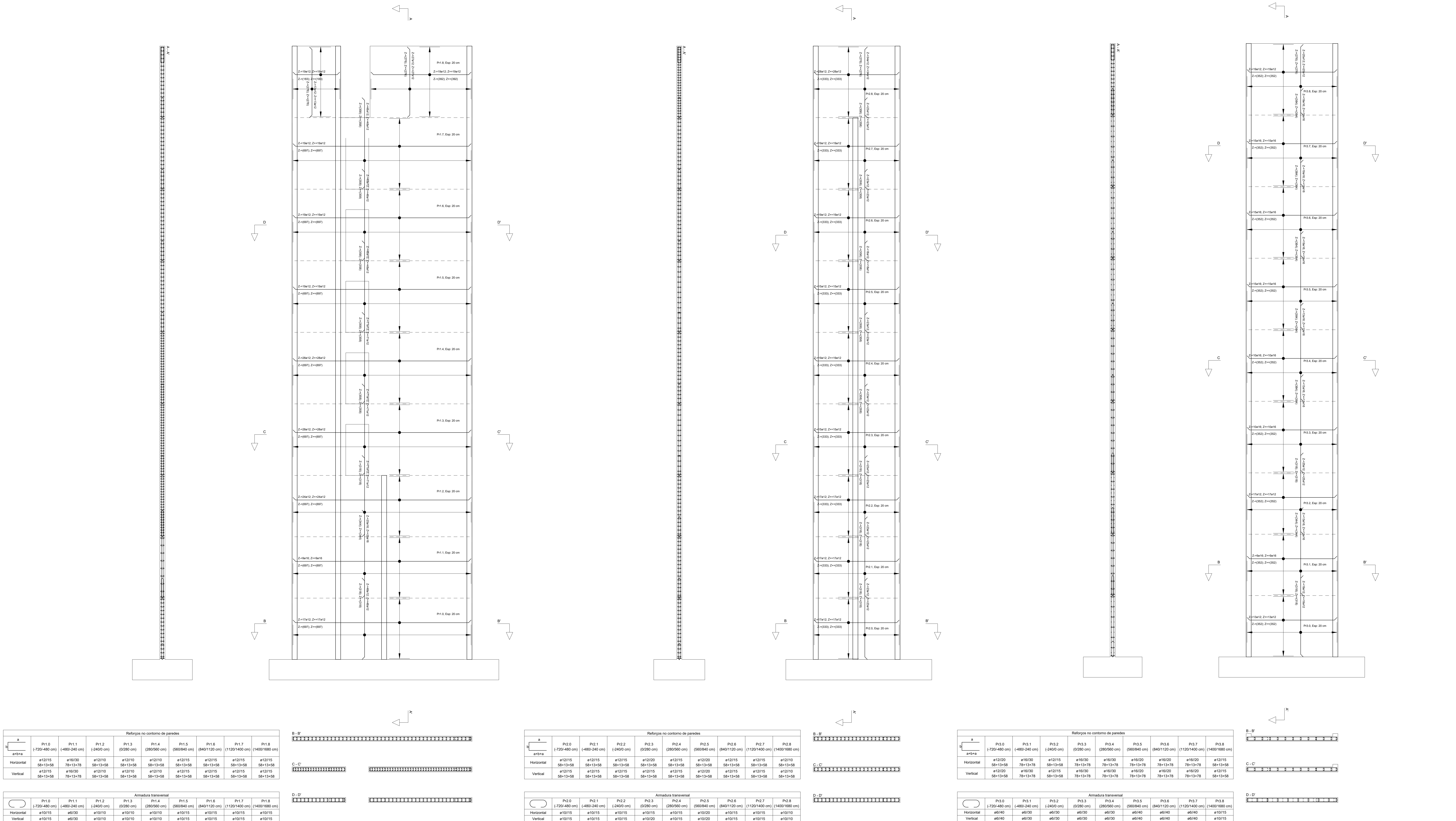
Pilares
Cota 1120

Desenho nº

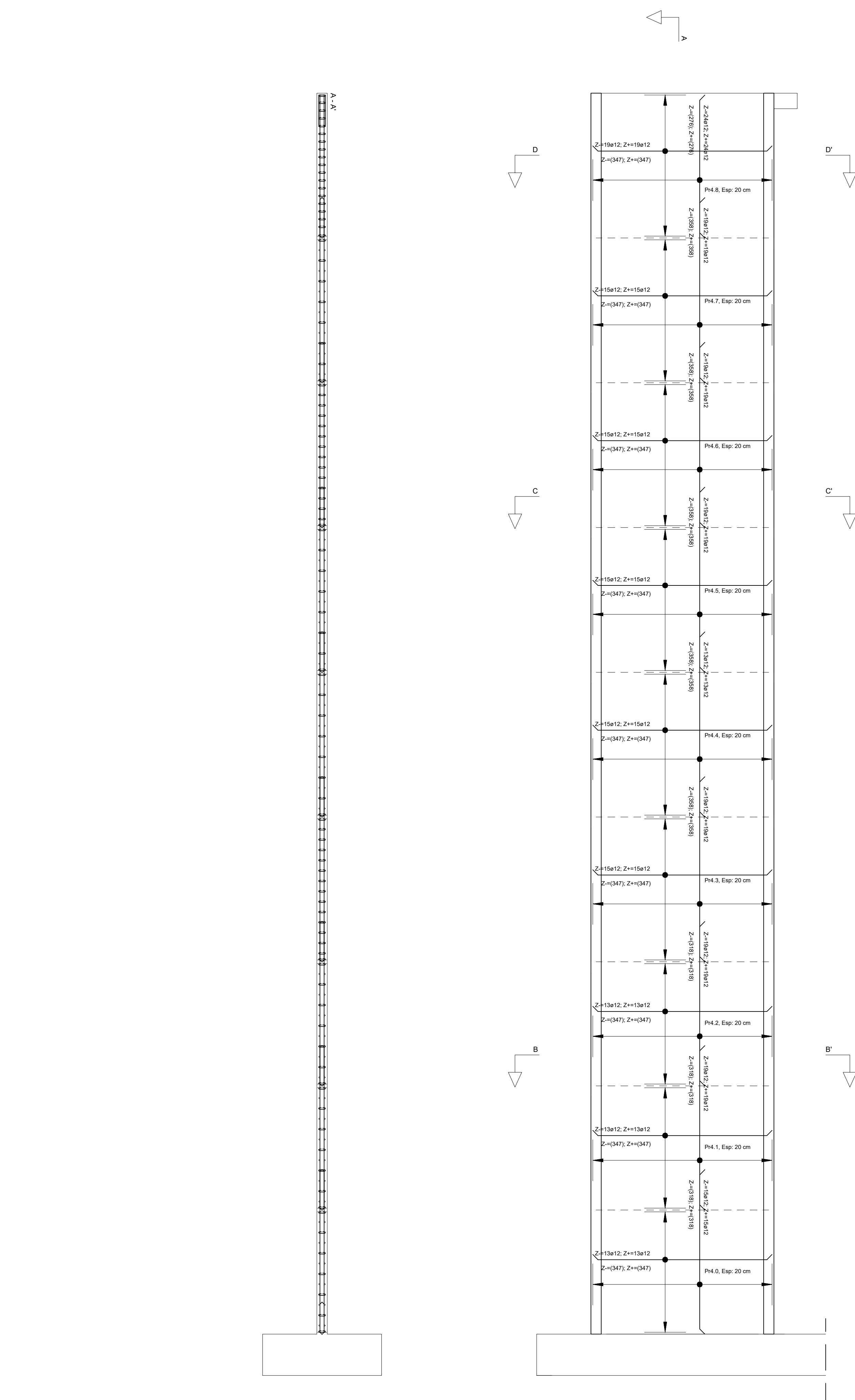
22


Formato A3

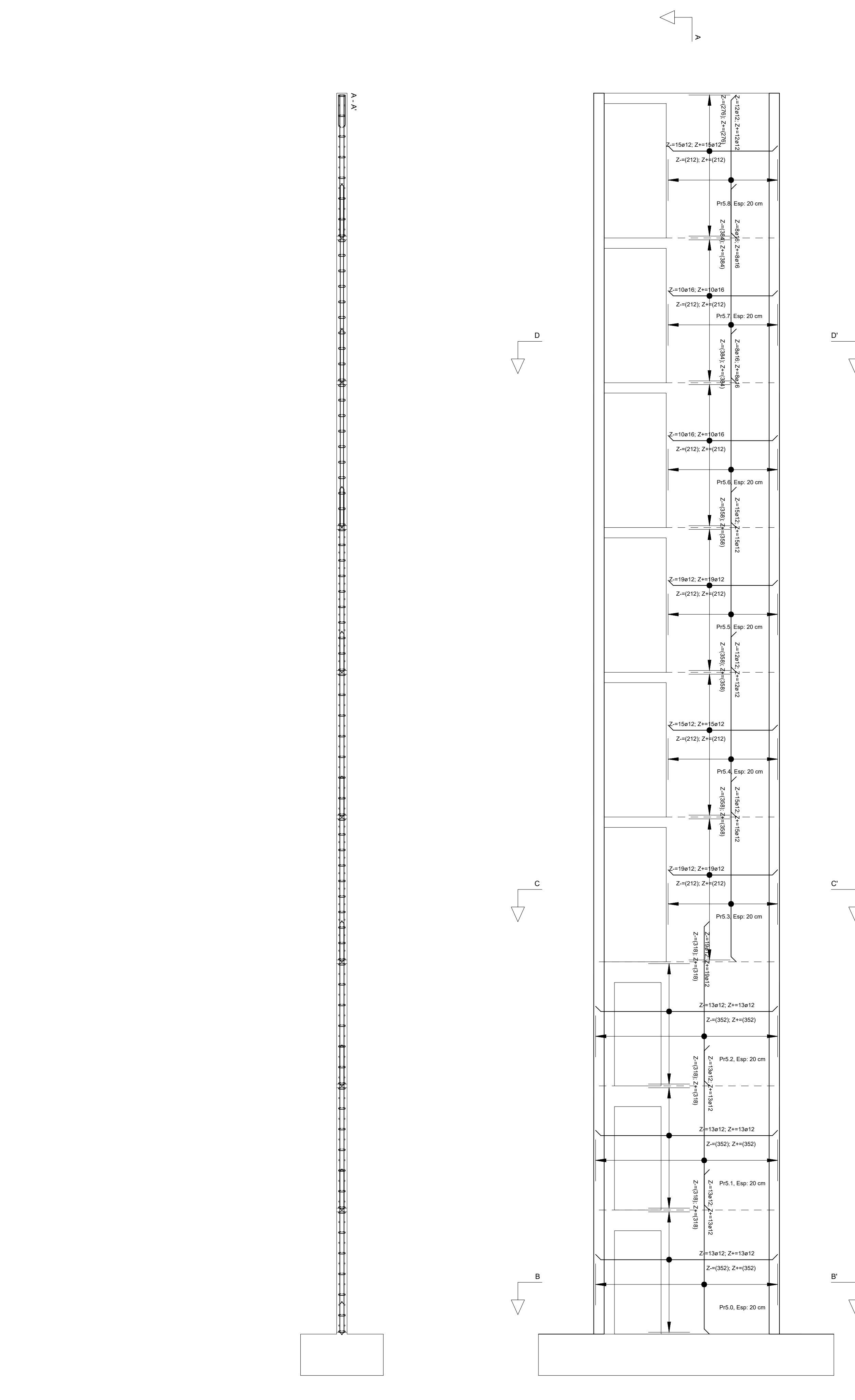
NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.





NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piz Zero. Na implantação dos elementos estruturais deve-se-à ter em conta os elementos arquitetônicos.	<div> <div>Tatiana Filipa Mendes Carvalho</div> <div>Setembro 2017</div> </div>	<div> <div>Paredes Resistentes</div> <div>23</div> </div>
--	---	---

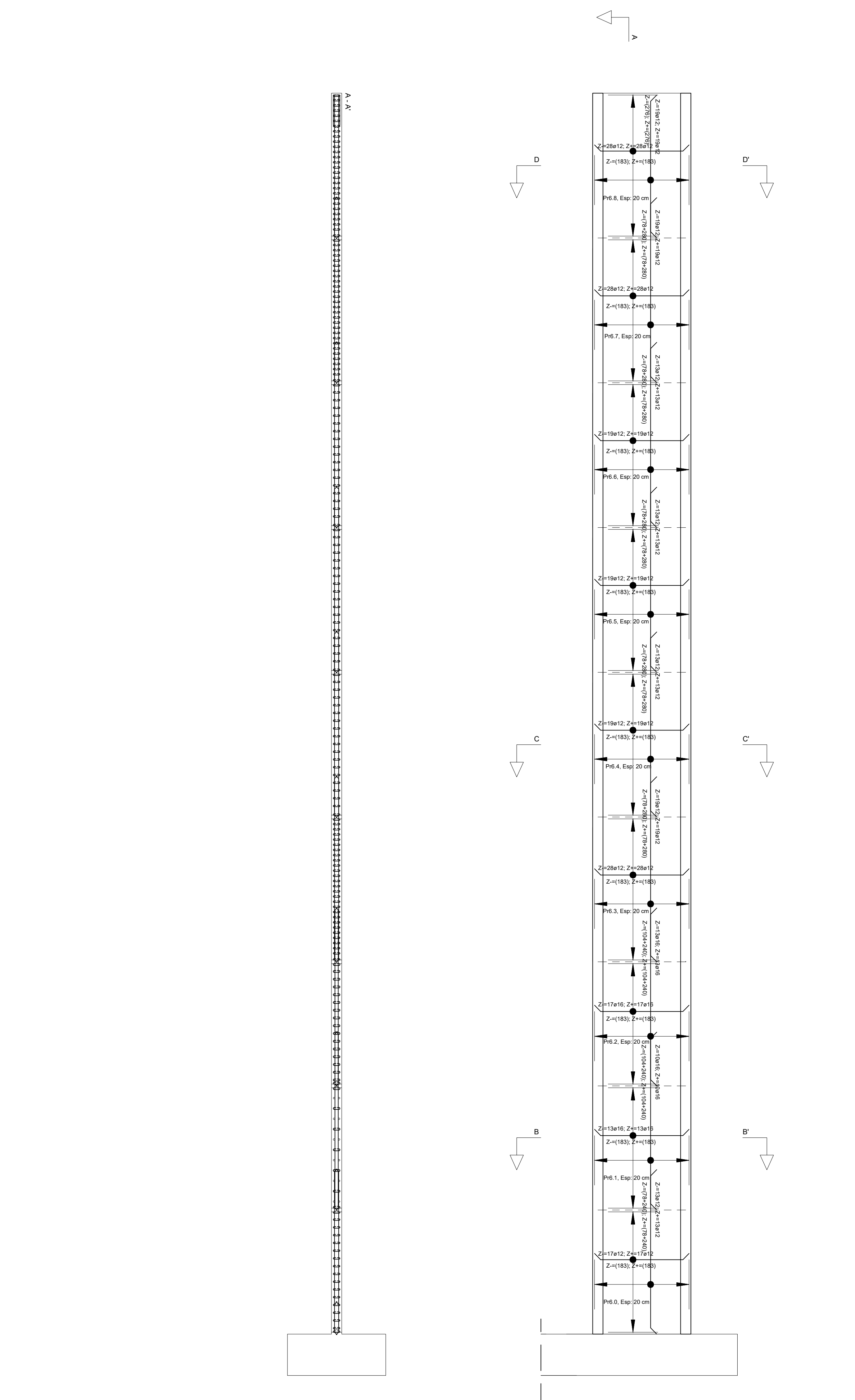
[illegible]

Armadura transversal								
	Pd.0 (-720/-480 cm)	Pd.1 (-480/-240 cm)	Pd.2 (-240/0 cm)	Pd.3 (0/280 cm)	Pd.4 (280/560 cm)	Pd.5 (560/840 cm)	Pd.6 (840/1120 cm)	Pd.8 (1120/1400 cm)
Horizontal	ø6/25	ø6/40	ø6/40	ø10/20	ø6/30	ø6/40	ø10/20	ø6/40
Vertical	ø6/40	ø6/40	ø6/40	ø10/20	ø6/40	ø6/40	ø10/20	ø6/40




Refugos no contorno de paredes																
	P5x0 (720x480 mm)		P5x1 (480x240 mm)		P5x2 (240x0 mm)		P5x3 (0280 mm)		P5x5 (280x560 mm)		P5x6 (840x112 mm)		P5x7 (1120x140 mm)		P5x8 (1400x168 mm)	
	Horizontal	a120x0 58x13x58	a120x0 58x13x58	a120x0 58x13x58	a215x5 58x13x58	a120x0 58x13x58	a215x5 58x13x58	a120x0 58x13x58	a215x5 58x13x58	a163x0 78x13x78	a163x0 78x13x78	a163x0 78x13x78	a163x0 78x13x78	a120x0 58x13x58		
Vertical	a120x0 58x13x58	a120x0 58x13x58	a120x0 58x13x58	a215x5 58x13x58	a120x0 58x13x58	a215x5 58x13x58	a120x0 58x13x58	a215x5 58x13x58	a163x0 78x13x78	a163x0 78x13x78	a163x0 78x13x78	a163x0 78x13x78	a120x0 58x13x58			

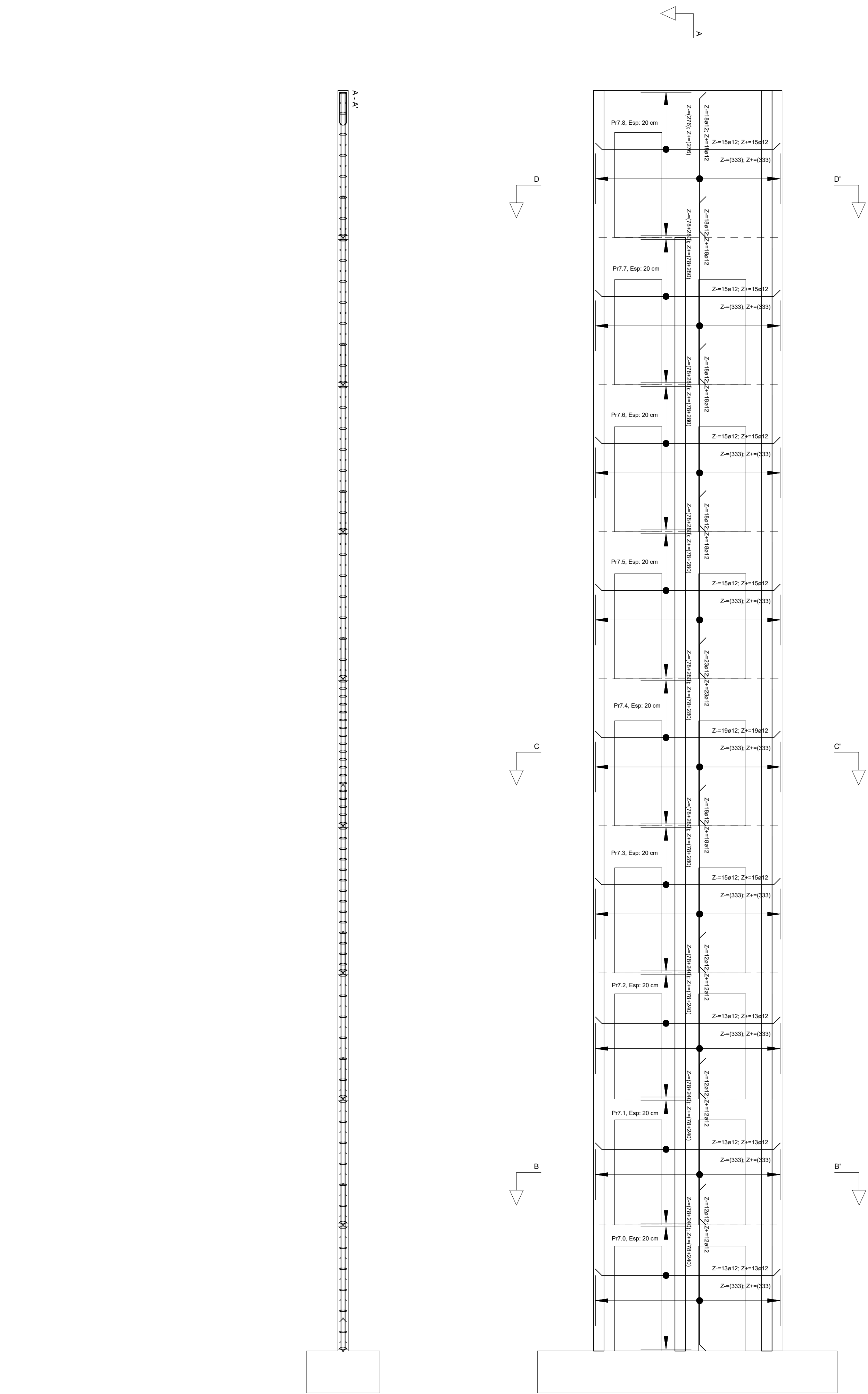
Armadura transversal									
	Pt5.0 (-720/-480 cm)	Pt5.1 (-480/-240 cm)	Pt5.2 (-240/0 cm)	Pt5.3 (0/280 cm)	Pt5.4 (280/560 cm)	Pt5.5 (560/840 cm)	Pt5.6 (840/1120 cm)	Pt5.7 (1120/1400 cm)	Pt5.8 (1400/1680 cm)
Horizontal	e6/30	e6/30	e6/40	e6/30	e6/40	e6/30	e6/30	e6/30	e6/40
Vertical	e6/40	e6/40	e6/40	e6/30	e6/40	e6/30	e6/30	e6/30	e6/40



		Refugos no contorno de paredes								
a	b	a								
		P6.0 (720x400 mm)	P6.1 (480x240 cm)	P6.2 (240x0 cm)	P6.3 (0280 cm)	P6.4 (260x60 cm)	P6.5 (560x840 cm)	P6.6 (840x120 cm)	P6.7 (120x1400 cm)	P6.8 (1400x1680 cm)
Horizontal		a2015 69x13x58	a1620 78x17x78	a1615 78x17x78	a2010 78x17x78	a2015 59x13x58	a2015 59x13x58	a2015 59x13x58	a2010 59x13x58	a2010 59x13x58
		a2015 59x13x58	a1620 78x17x78	a1615 78x17x78	a2010 78x17x78	a2015 59x13x58	a2015 59x13x58	a2015 59x13x58	a2010 59x13x58	a2010 59x13x58

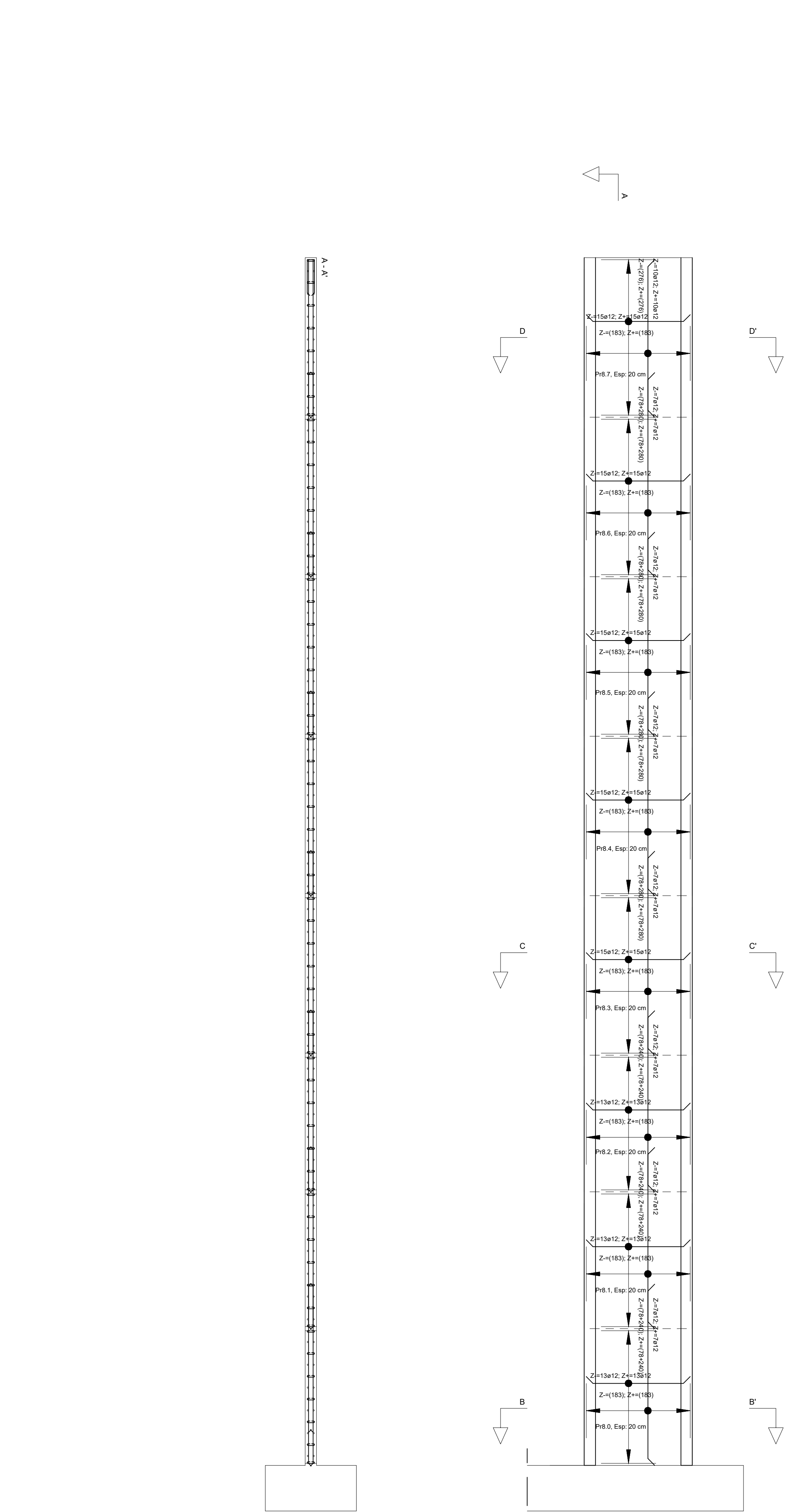
Armadura transversal									
	Pr6.0 (-720/-480 cm)	Pr6.1 (-480/-240 cm)	Pr6.2 (-240/0 cm)	Pr6.3 (0/280 cm)	Pr6.4 (280/560 cm)	Pr6.5 (560/840 cm)	Pr6.6 (840/1120 cm)	Pr6.7 (1120/1400 cm)	Pr6.8 (1400/1680 cm)
Horizontal	ø10/15	ø6/40	ø10/15	ø10/10	ø10/15	ø10/15	ø10/15	ø10/10	ø10/10
Vertical	ø10/15	ø6/40	ø10/15	ø10/10	ø10/15	ø10/15	ø10/15	ø10/10	ø10/10

LEGENDA:	MATERIAIS:
Si - Sapata i	-Aço
Lm - Laje maciça i	Armaduras Ordinárias: A400NR
Pl - Placa i	-Betão (C25/30)
	Fundação
	Limite de fundação
Li - Limite de fundação i	Muros de cave e paredes resistentes
Vi - Viga e Viga de laje i	Placas, vigas e lajes
Pri - Paredo resistente i	-Argamassas
	Assentamentos de tijolo fundado em cimento de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
Mci - Muro de cave i	-Recobrimentos
	Lajes: 2,5 cm
	Muros de Cave: 5,0 cm
Spr - Sapata da parede resistente	Muros de fundação e sapatas: 5,0 cm
	Paredes resistentes: 3,0 cm
	Placas e vigas: 3,0 cm



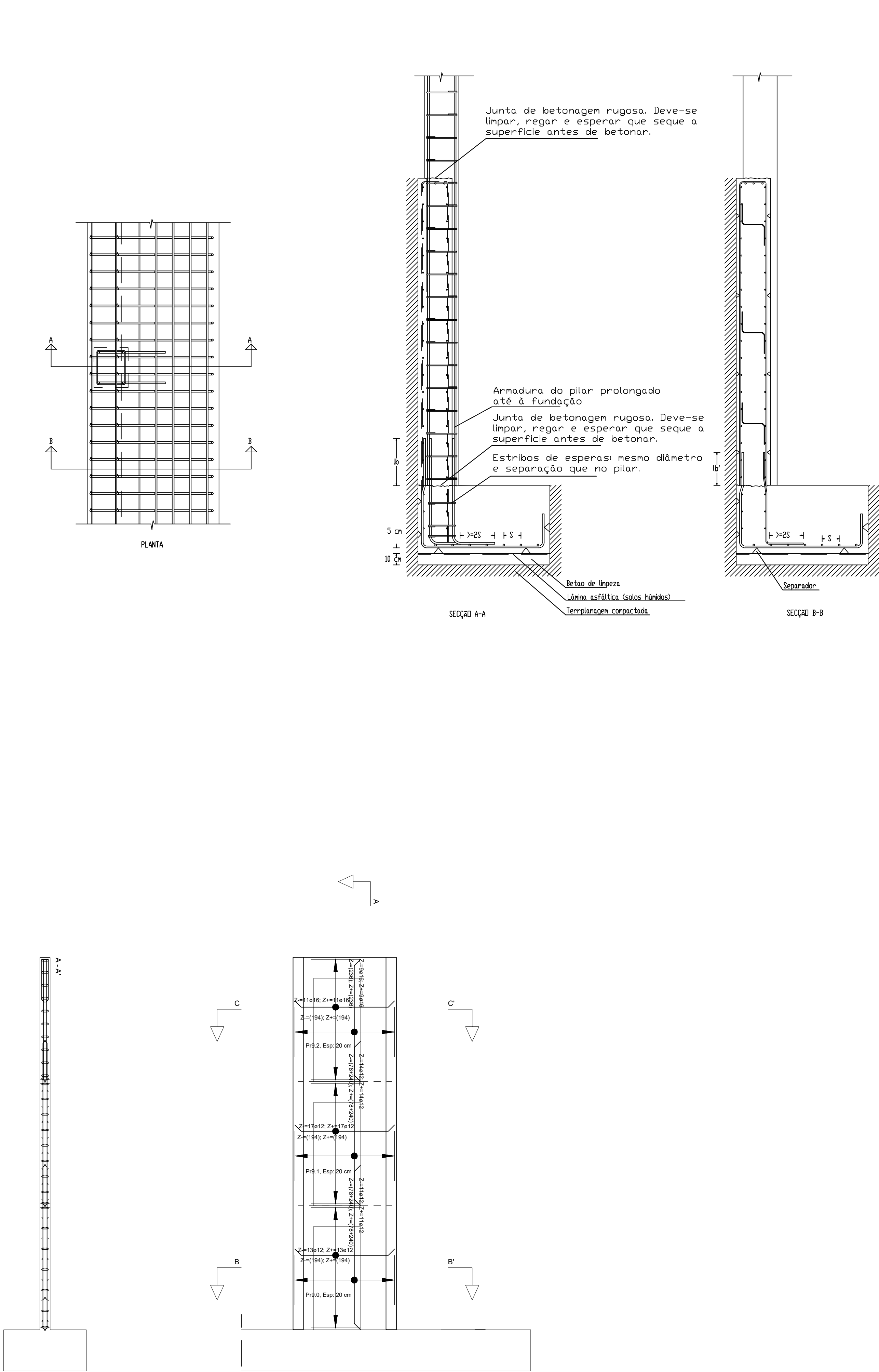
Reforços no contorno de paredes									
a	Pr7.0	Pr7.1	Pr7.2	Pr7.3	Pr7.5	Pr7.6	Pr7.7	Pr7.8	
arbitra	(-720/-480 cm)	(-480/-240 cm)	(-240/0 cm)	(0/280 cm)	(280/560 cm)	(560/840 cm)	(840/1120 cm)	(1120/1400 cm)	(1400/1680 cm)
Horizontal	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58
Vertical	a12/30 58+13+58	a12/30 58+13+58	a12/30 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/15 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58

Armadura transversal									
	Pr7.0	Pr7.1	Pr7.2	Pr7.3	Pr7.4	Pr7.5	Pr7.6	Pr7.7	Pr7.8
	(-720/-480 cm)	(-480/-240 cm)	(-240/0 cm)	(0/280 cm)	(280/560 cm)	(560/840 cm)	(840/1120 cm)	(1120/1400 cm)	(1400/1680 cm)
Horizontal	a6/30	a6/30	a6/30	a10/20	a10/15	a6/40	a6/40	a6/40	a6/40
Vertical	a6/40	a6/40	a6/40	a10/20	a10/15	a6/40	a6/40	a6/40	a6/40



Reforços no contorno de paredes									
a	Pr8.0	Pr8.1	Pr8.2	Pr8.3	Pr8.4	Pr8.5	Pr8.6	Pr8.7	
arbitra	(-720/-480 cm)	(-480/-240 cm)	(-240/0 cm)	(0/280 cm)	(280/560 cm)	(560/840 cm)	(840/1120 cm)	(1120/1400 cm)	(1400/1680 cm)
Horizontal	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58	a12/20 58+13+58
Vertical	a12/30 58+13+58	a12/30 58+13+58	a12/30 58+13+58	a12/30 58+13+58	a12/30 58+13+58	a12/30 58+13+58	a12/30 58+13+58	a12/30 58+13+58	a12/20 58+13+58

Armadura transversal									
	Pr8.0	Pr8.1	Pr8.2	Pr8.3	Pr8.4	Pr8.5	Pr8.6	Pr8.7	
	(-720/-480 cm)	(-480/-240 cm)	(-240/0 cm)	(0/280 cm)	(280/560 cm)	(560/840 cm)	(840/1120 cm)	(1120/1400 cm)	(1400/1680 cm)
Horizontal	a6/30	a6/30	a6/30	a6/30	a6/30	a6/30	a6/30	a6/40	a6/40
Vertical	a6/40	a6/40	a6/40	a6/40	a6/40	a6/40	a6/40	a6/40	a6/40

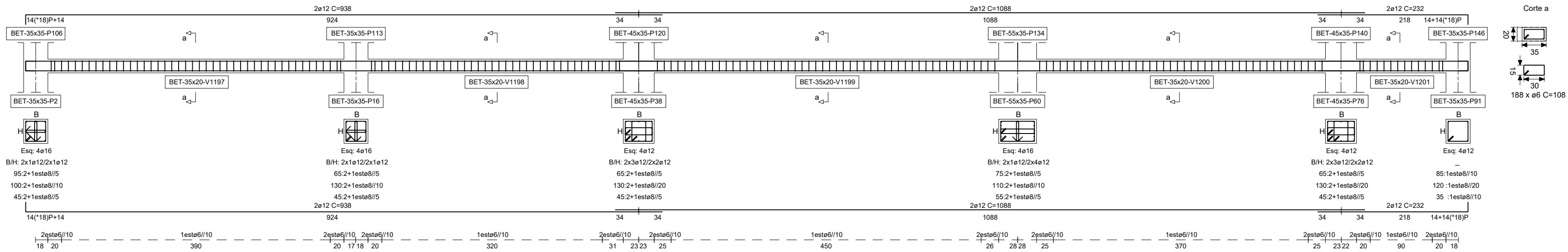


Reforços no contorno de paredes									
a	Pr9.0	Pr9.1	Pr9.2						
arbitra	(-720/-480 cm)	(-480/-240 cm)	(-240/0 cm)						
Horizontal	a12/20 58+13+58	a12/15 58+13+58	a16/25 78+13+78						
Vertical	a12/20 58+13+58	a12/15 58+13+58	a16/25 78+13+78						

Armadura transversal									
	Pr9.0	Pr9.1	Pr9.2						
	(-720/-480 cm)	(-480/-240 cm)	(-240/0 cm)						
Horizontal	a6/40	a6/30	a6/25						
Vertical	a6/40	a6/40	a6/25						

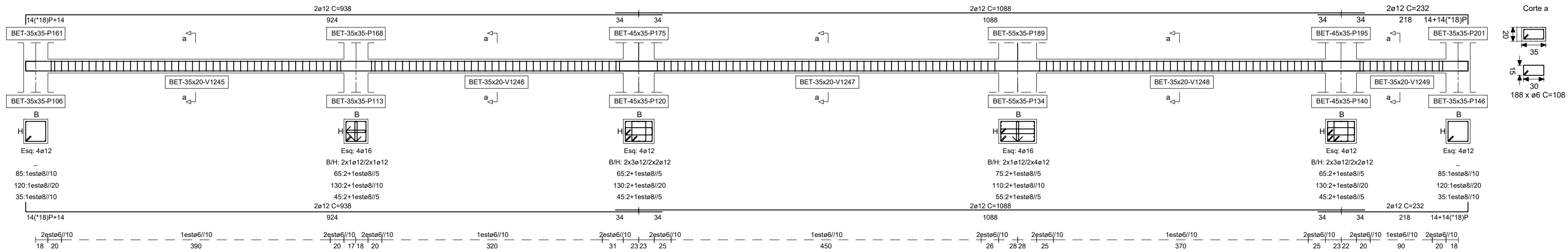
VIGAS DA COTA -480

Cotas e dimensões em cm
V1197 V1198 V1199 V1200 V1201



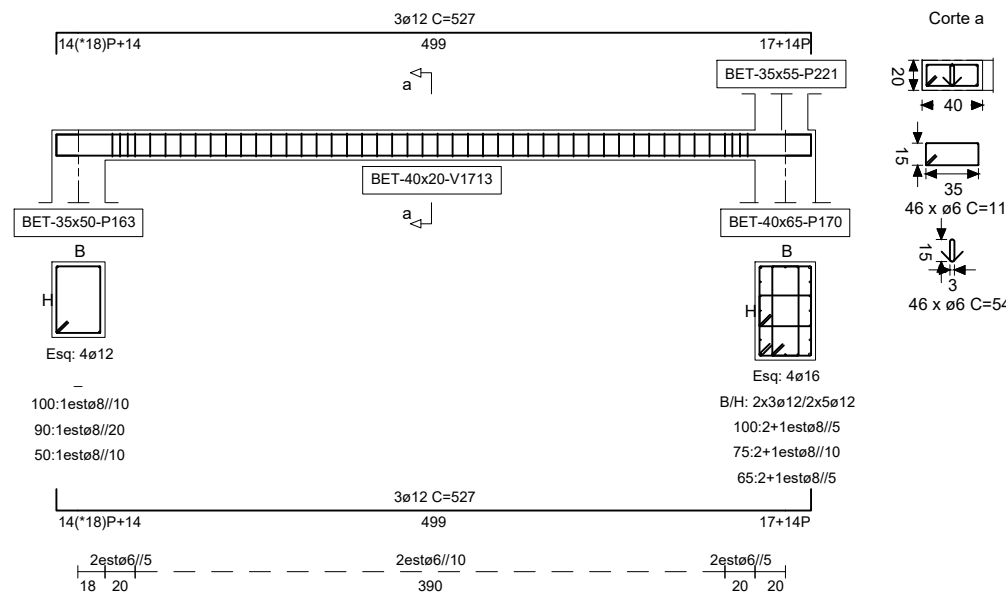
VIGAS DA COTA -240

Cotas e dimensões em cm
V1245 V1246 V1247 V1248 V1249



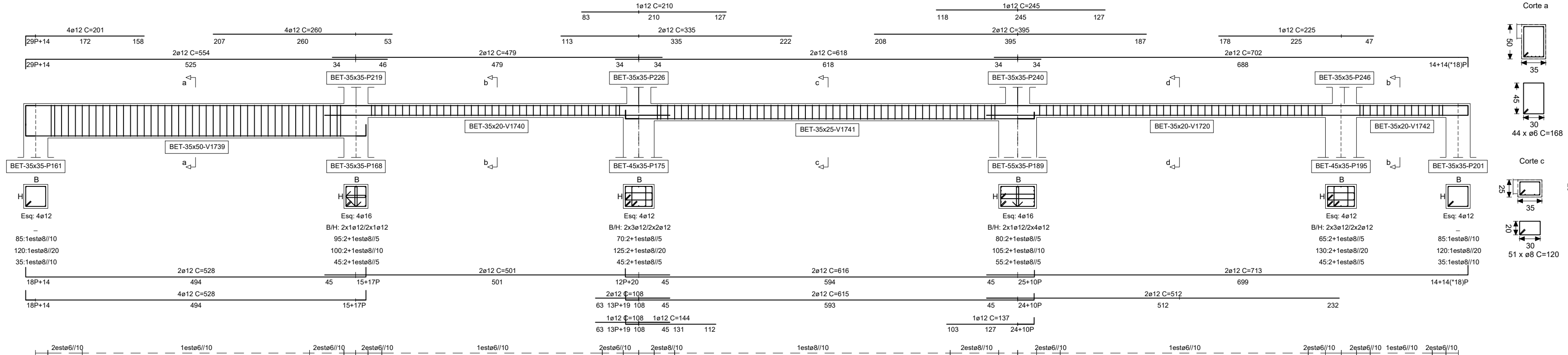
VIGAS DA COTA 0

Cotas e dimensões em cm
V1713



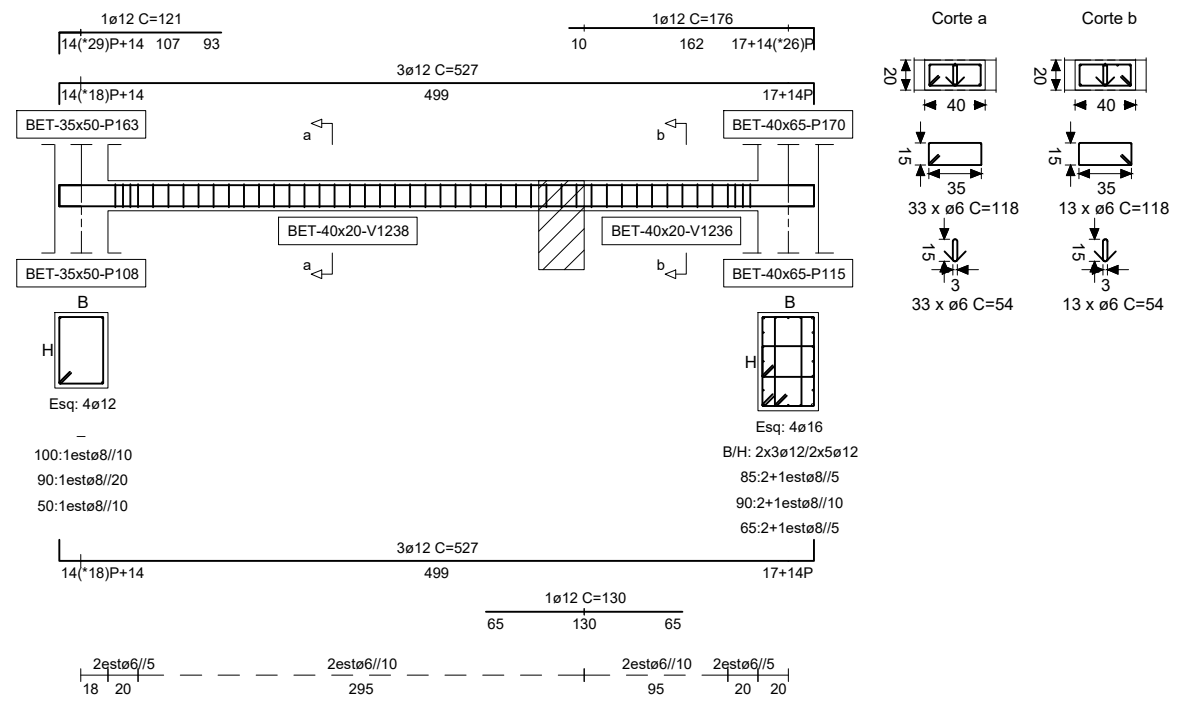
VIGAS DA COTA 0

Cotas e dimensões em cm
V1739 V1740 V1741 V1720 V1742



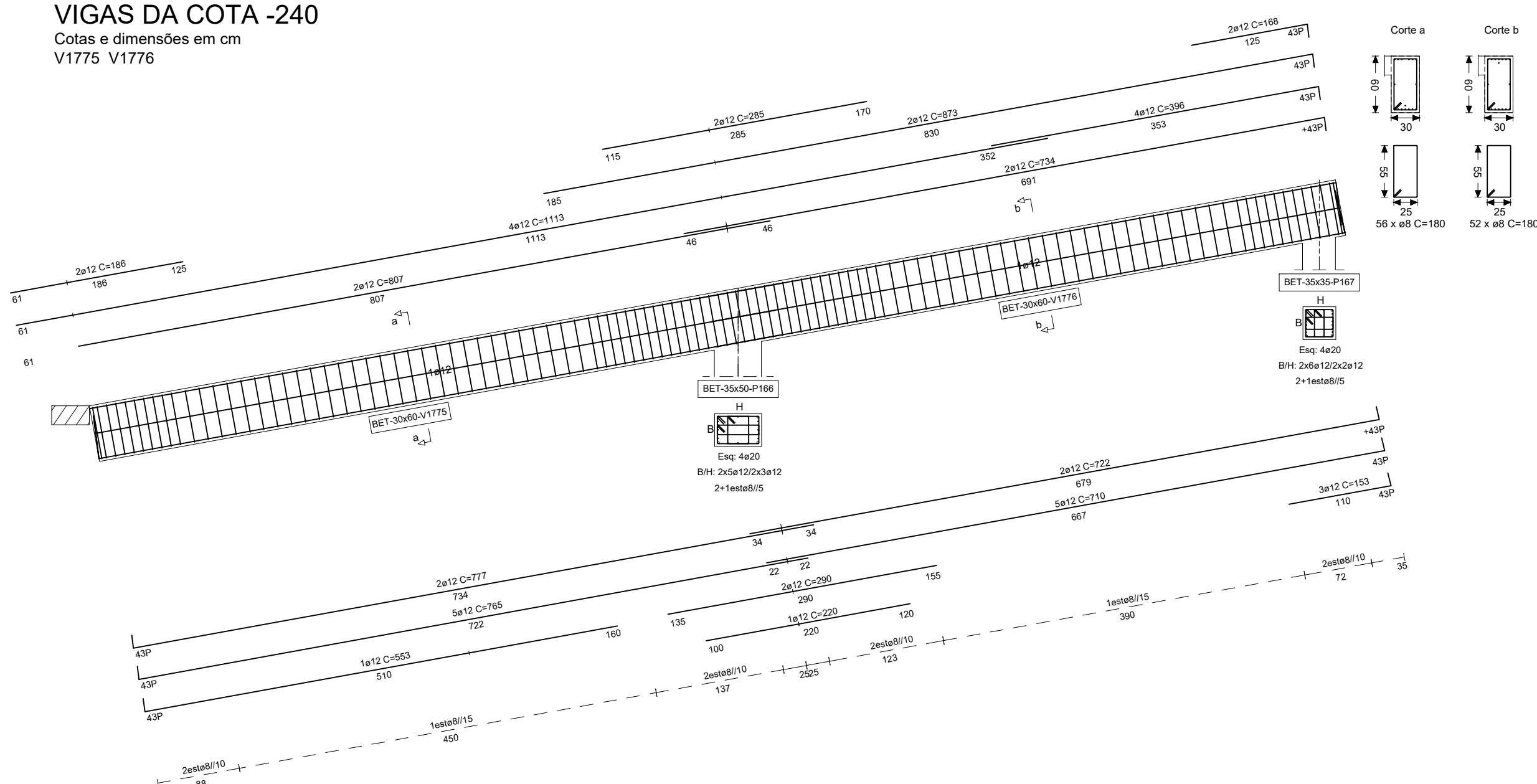
VIGAS DA COTA -240

Cotas e dimensões em cm
V1238 V1236



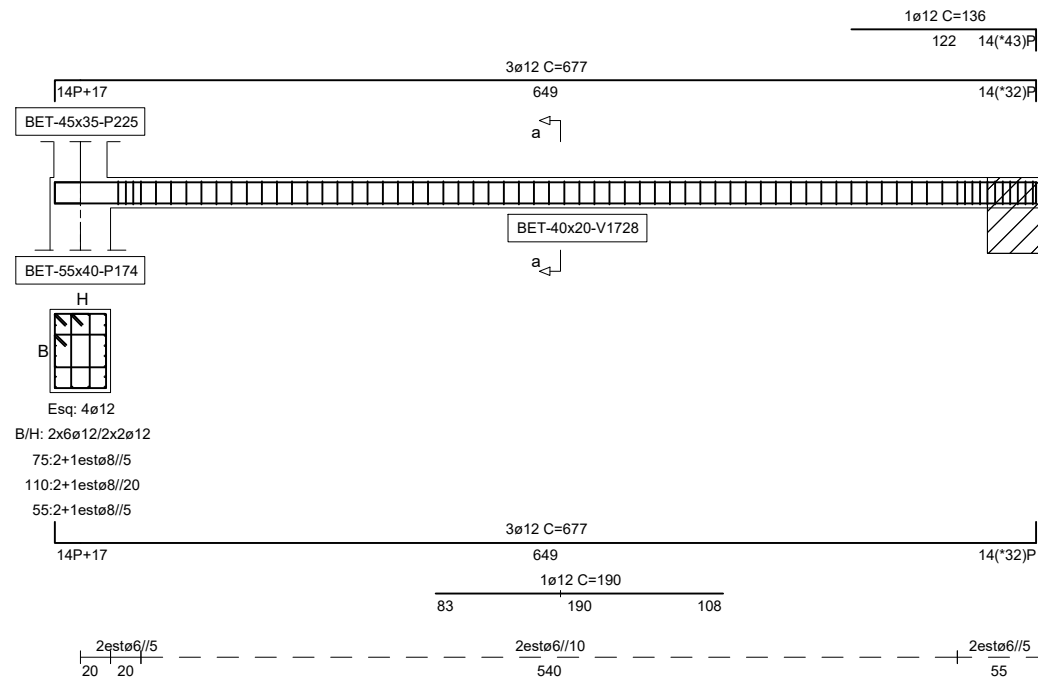
VIGAS DA COTA -240

Cotas e dimensões em cm
V1775 V1776




VIGAS DA COTA 0

Cotas e dimensões em cm
V1728

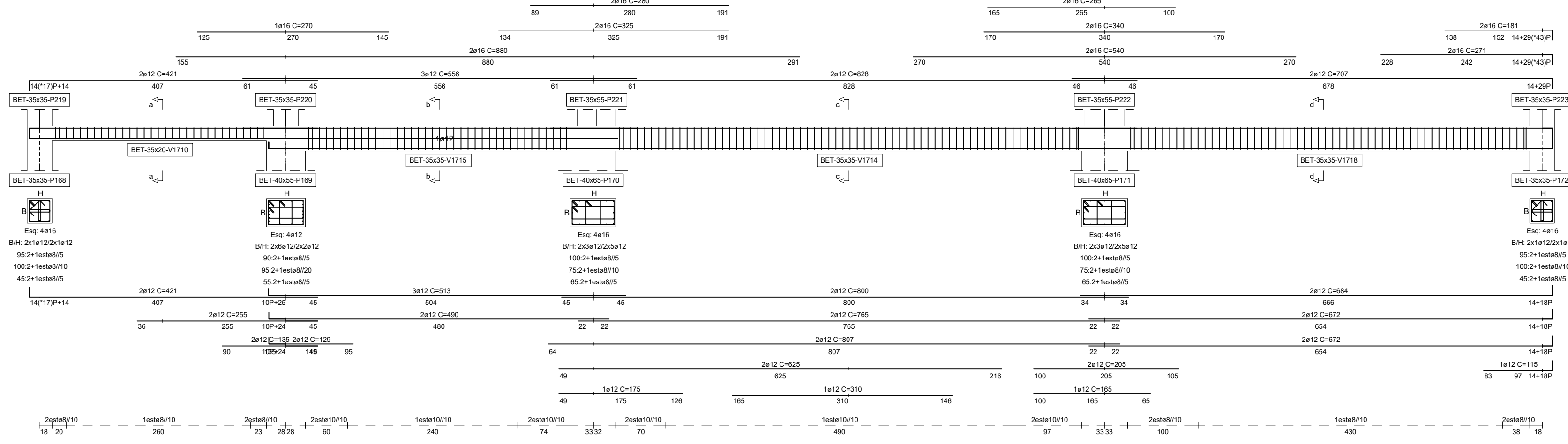


- LEGENDA:**
- Si - Sapata i
 - Lm1 - Laje maciça i
 - Pi - Pilar i
 - Lfi - Lintel de fundação
 - Vi - Viga e Viga de laje i
 - Pri - Parede resistente i
 - Mci - Mudo de cave i
 - Spr - Sapata da parede resistente
- MATERIAIS:**
- Aço Armaduras Ordinárias: A400NR
 - Betão (C25/30)
 - Fundação
 - Linhas de fundação
 - Muros de cave e paredes resistentes
 - Pilares, viga e lajes
 - Argamassas
 - Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
 - Recobrimentos
 - Lajes: 2.5 cm
 - Muros de cave: 5.0 cm
 - Linhas de fundação e sapatas: 5.0 cm
 - Paredes resistentes: 3.0 cm
 - Pilares e vigas: 3.0 cm

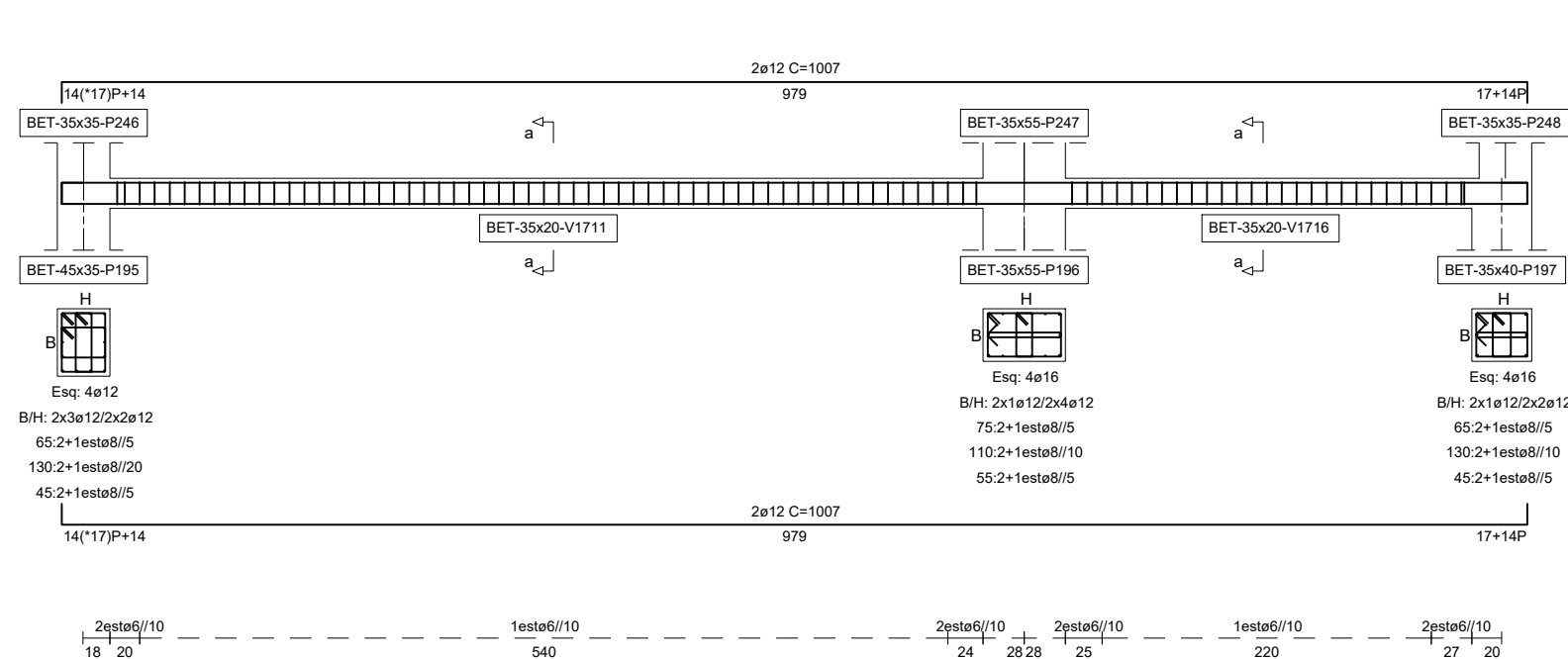
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã - Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/50
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Vigas
	Setembro 2017	Desenho nº 26 Formato A1

NOTA: A cota zero (0.00) está ao nível do piso zero. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

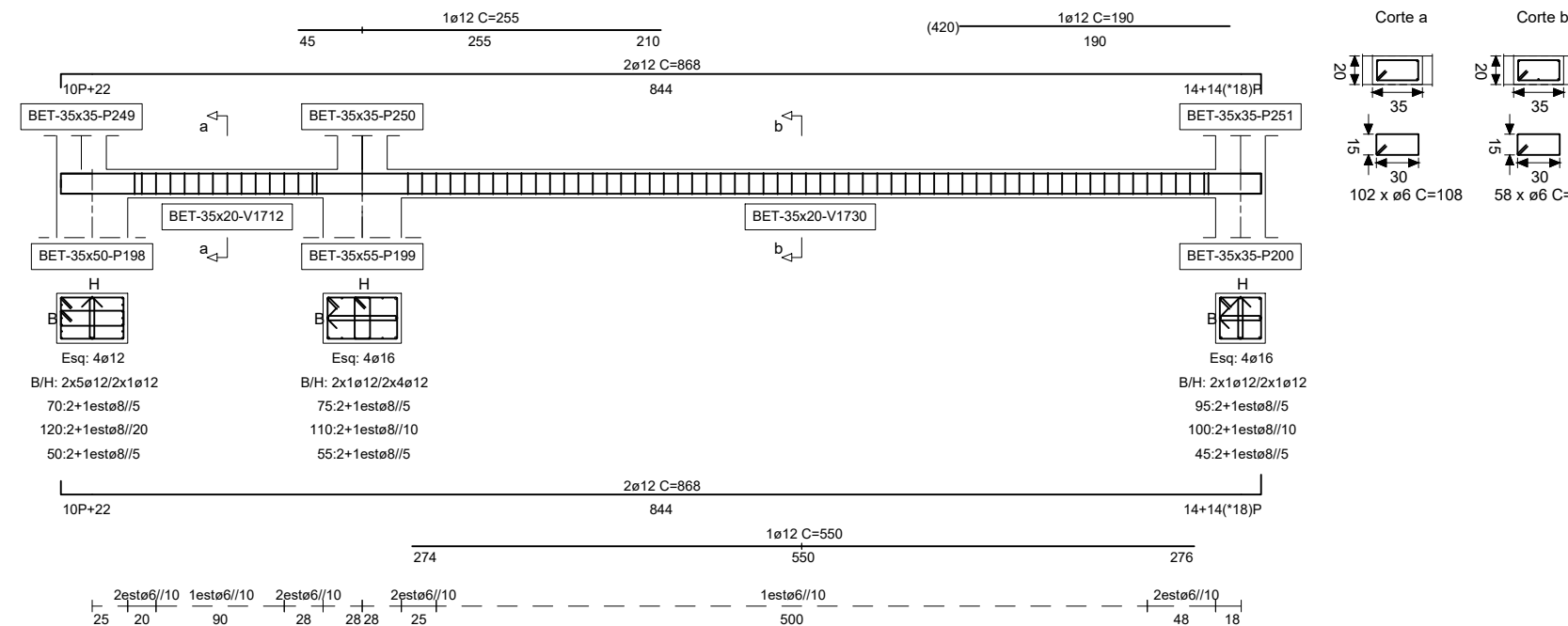
VIGAS DA COTA 0
Cotas e dimensões em cm
V1710 V1715 V1714 V1718



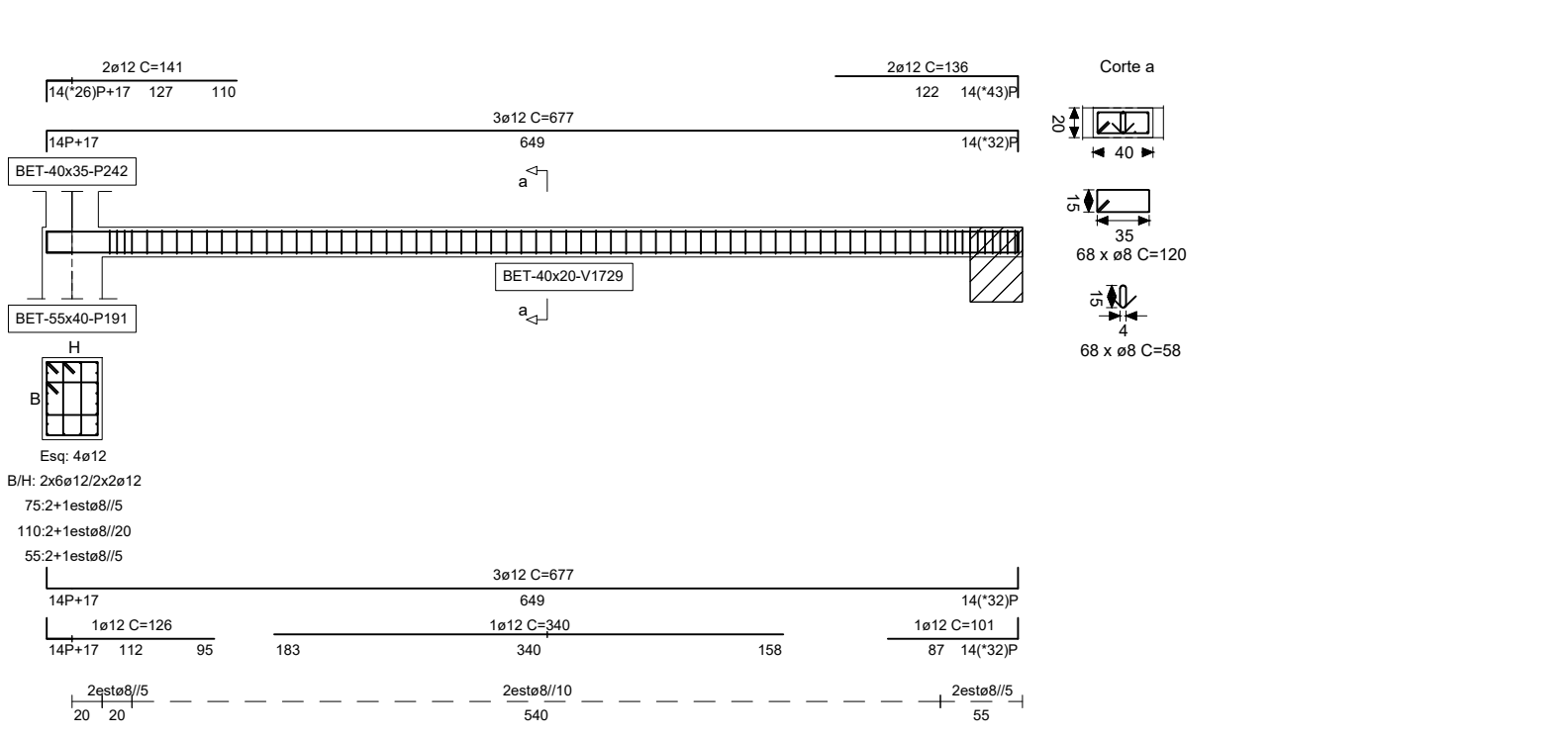
VIGAS DA COTA 0
Cotas e dimensões em cm
V1711 V1716



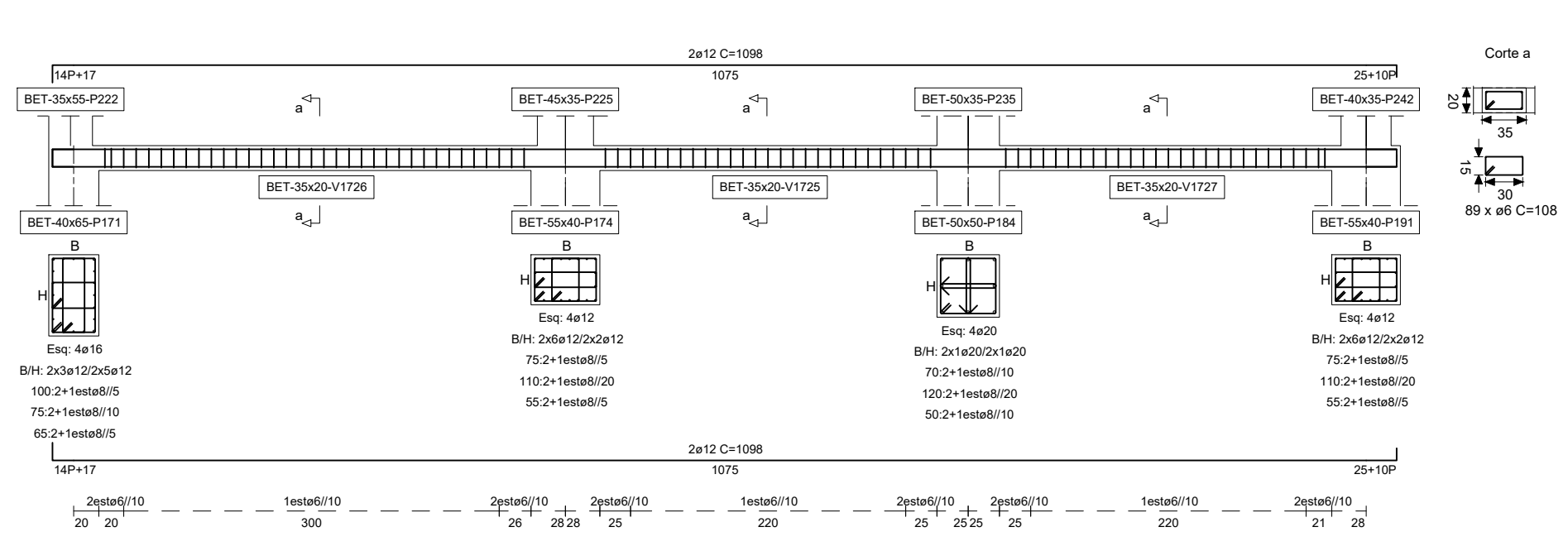
VIGAS DA COTA 0
Cotas e dimensões em cm
V1712 V1730



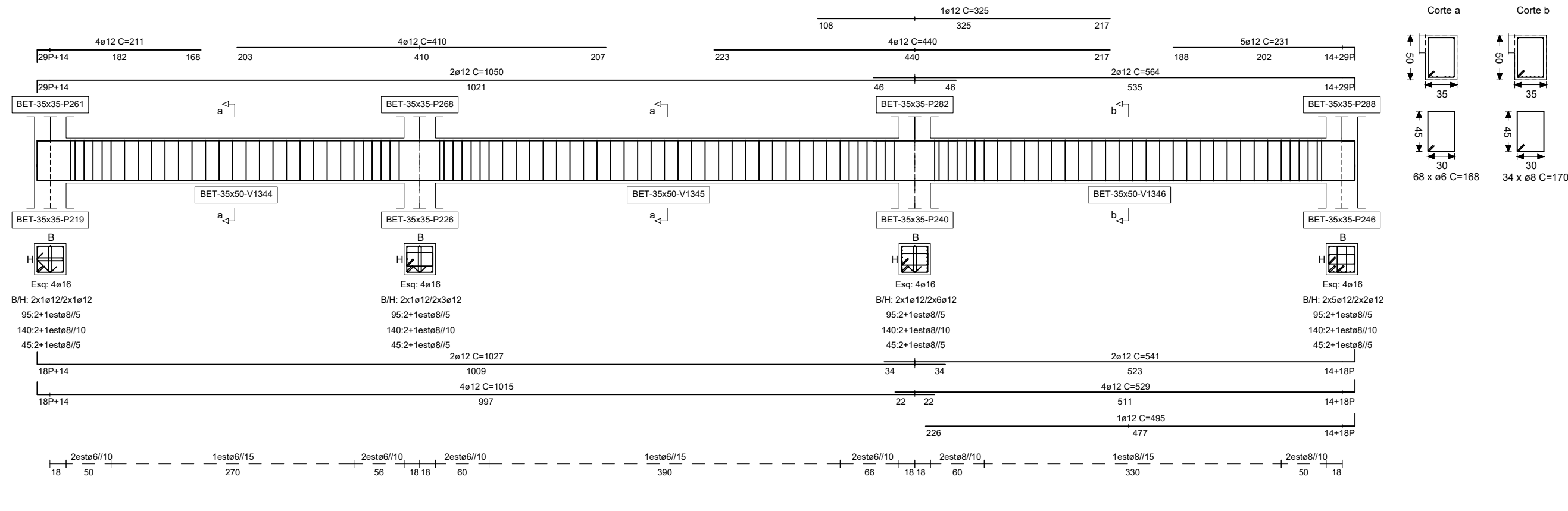
VIGAS DA COTA 0
Cotas e dimensões em cm
V1729



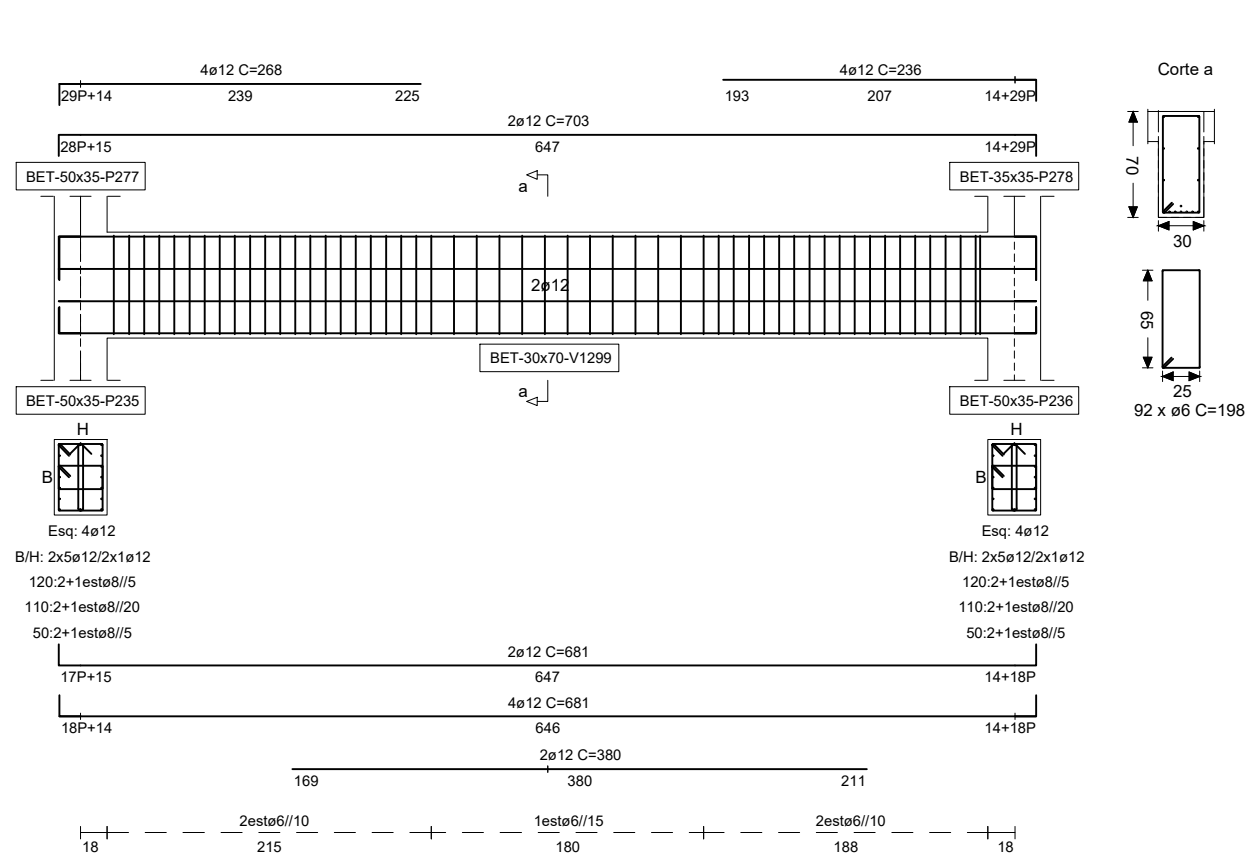
VIGAS DA COTA 0
Cotas e dimensões em cm
V1726 V1725 V1727



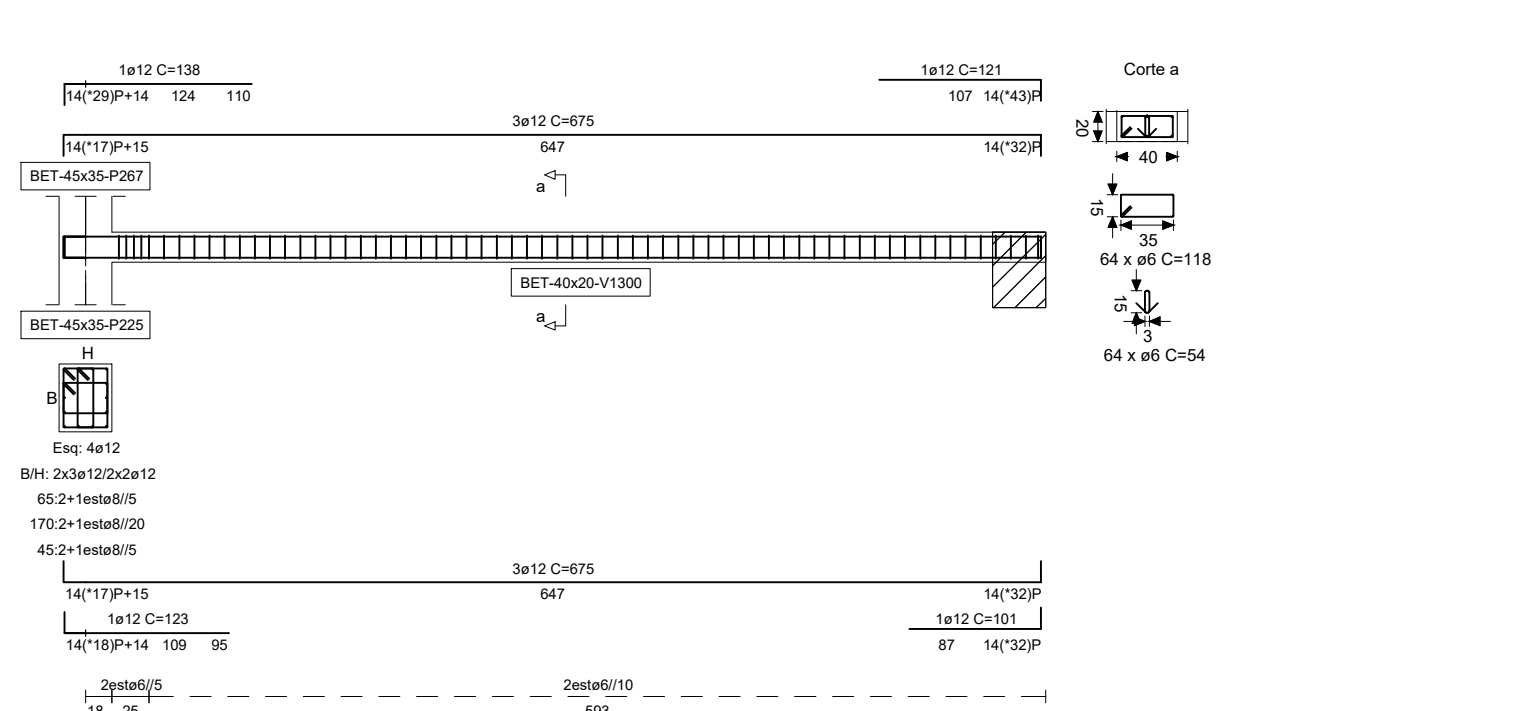
VIGAS DA COTA 280
Cotas e dimensões em cm
V1344 V1345 V1346



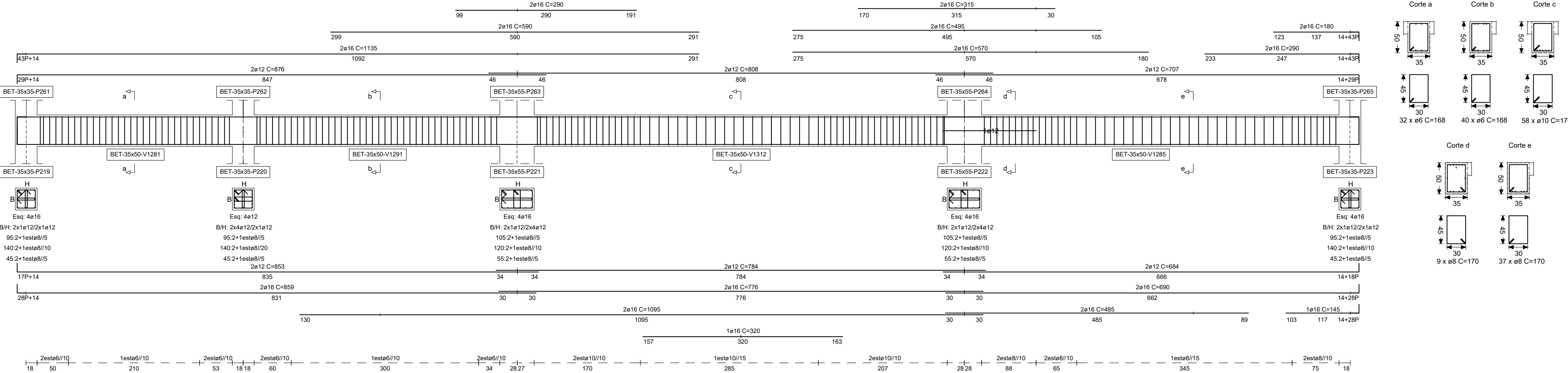
VIGAS DA COTA 280
Cotas e dimensões em cm
V1299



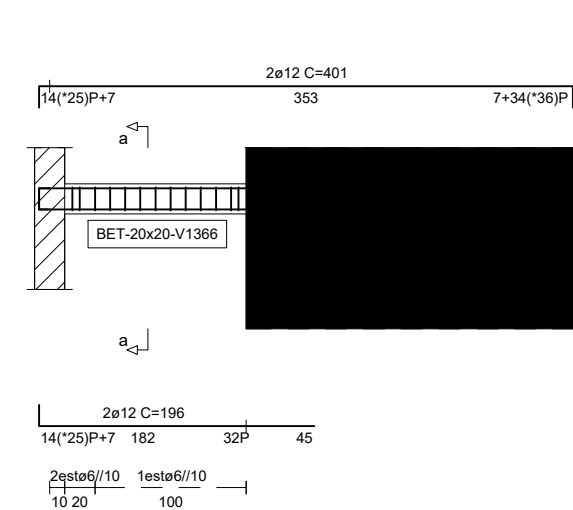
VIGAS DA COTA 280
Cotas e dimensões em cm
V1300



VIGAS DA COTA 280
Cotas e dimensões em cm
V1281 V1291 V1312 V1285



VIGAS DA COTA 280
Cotas e dimensões em cm
V1366

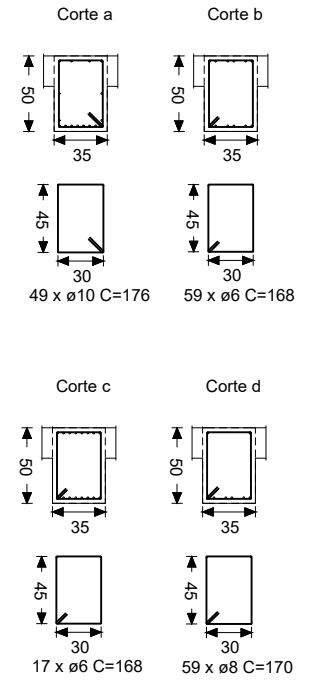
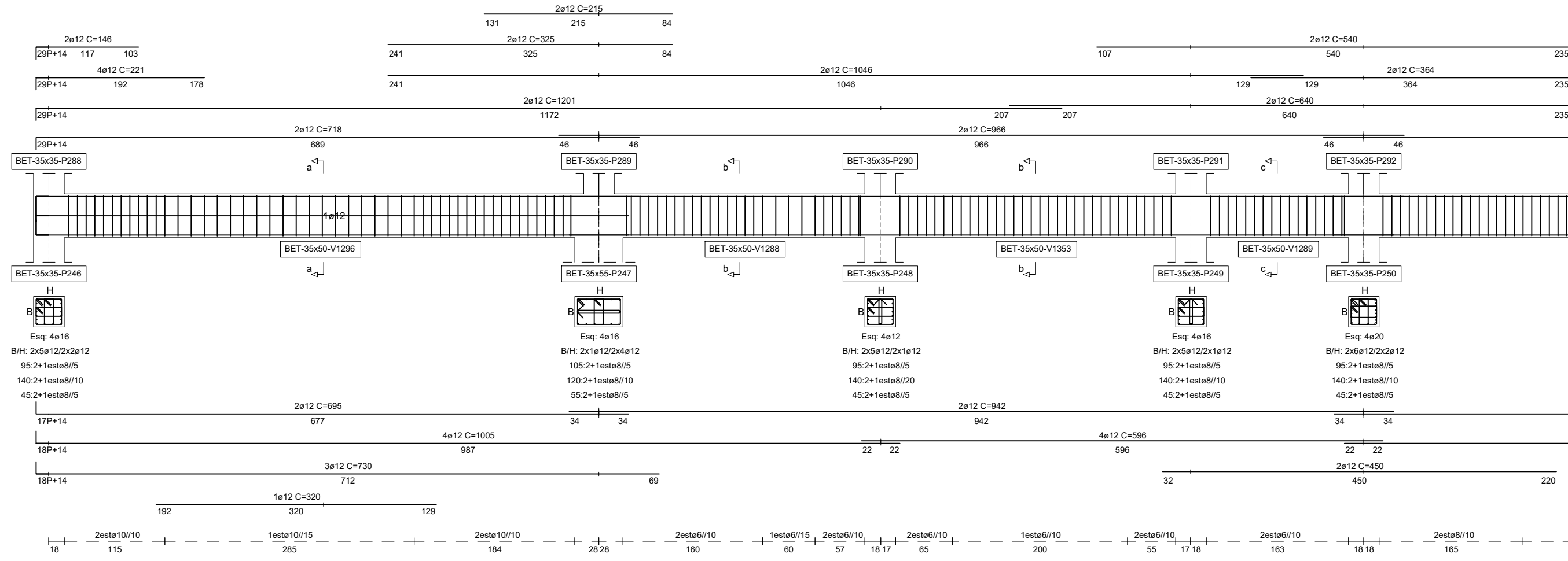


- LEGENDA:**
- SI - Sapata i
 - Lmi - Laje maciça i
 - PI - Pilar i
 - em corte: [símbolo]
 - em plano: [símbolo]
 - em corte: [símbolo]
 - em plano: [símbolo]
 - em corte: [símbolo]
 - em plano: [símbolo]
- MATERIAIS:**
- Aço Armaduras Ordinárias: A400NR
 - Betão (C25/30)
 - Fundação
 - Linhas de fundação
 - Muros de cave e paredes resistentes
 - Pilares, viga e lajes
 - Argamassas
 - Assentamentos de tijolo furado em plano
 - de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
 - Recobrimentos
 - Lajes: 2.5 cm
 - Muros de cave: 5.0 cm
 - Linhas de fundação e sapatas: 5.0 cm
 - Paredes resistentes: 3.0 cm
 - Pilares e vigas: 3.0 cm

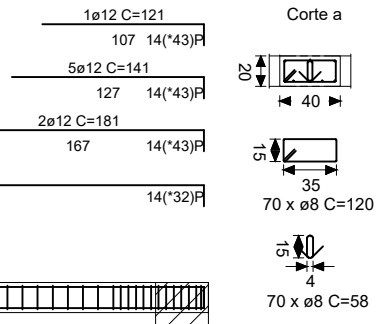
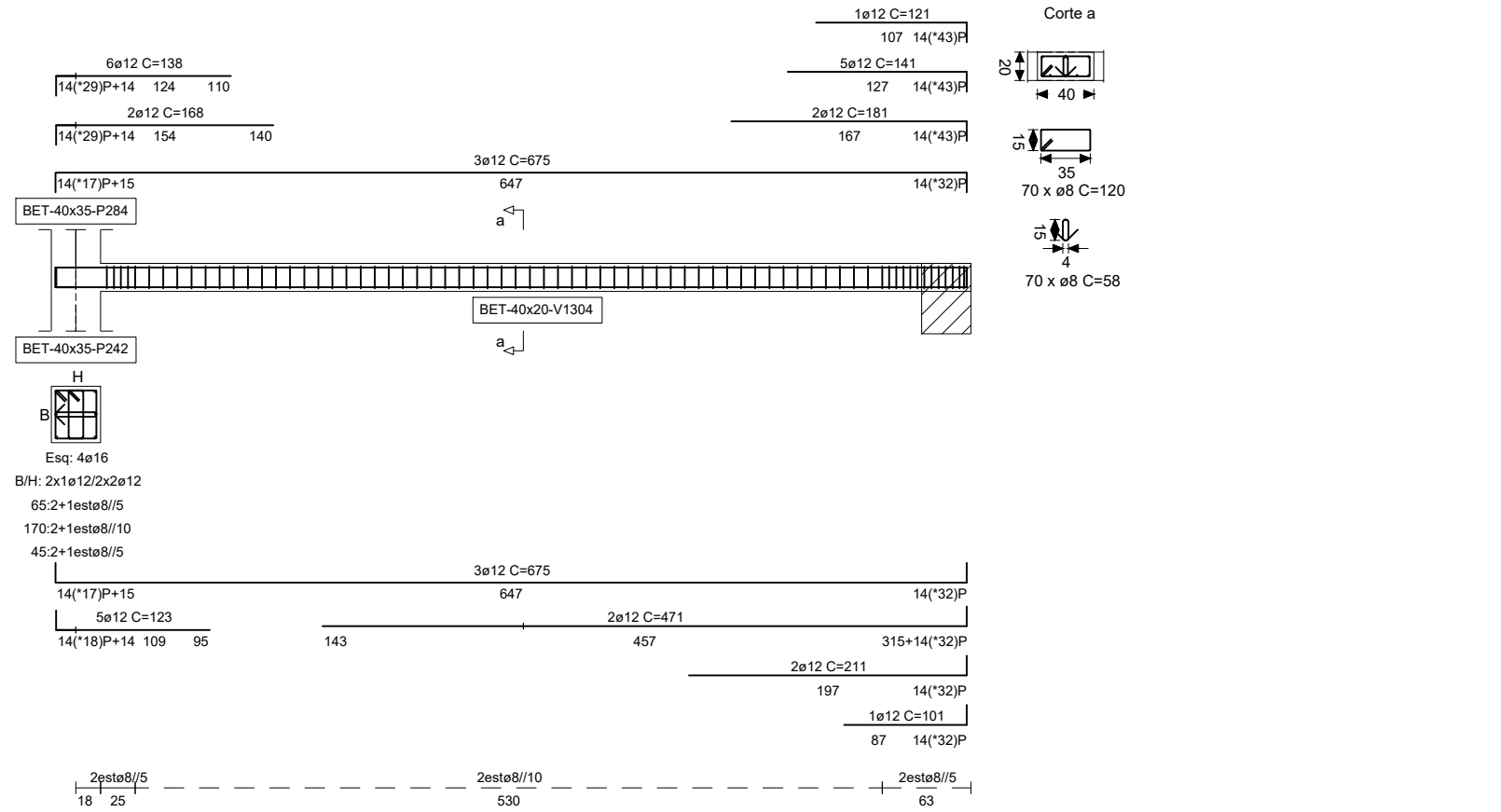
Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação		
Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala	1/50
Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho Setembro 2017	Descrição: Vigas	Desenho nº 27 Formato A1

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

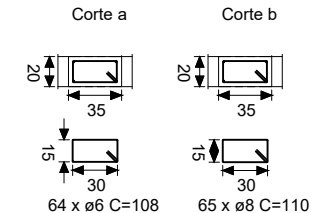
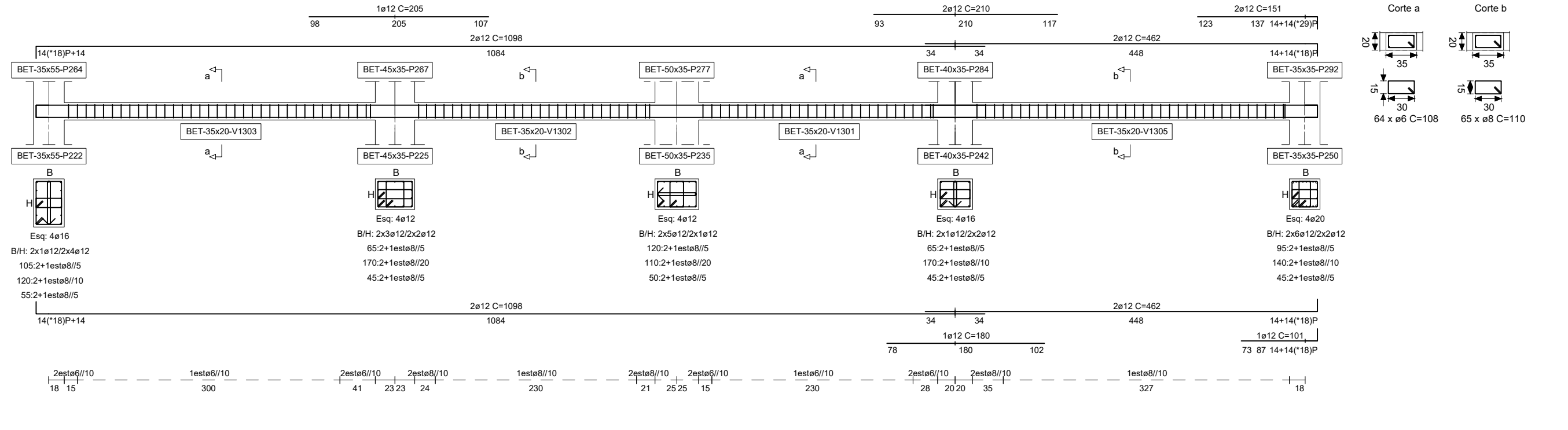
VIGAS DA COTA 280
Cotas e dimensões em cm
V1296 V1288 V1353 V1289 V1360



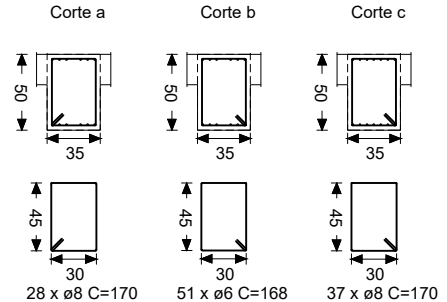
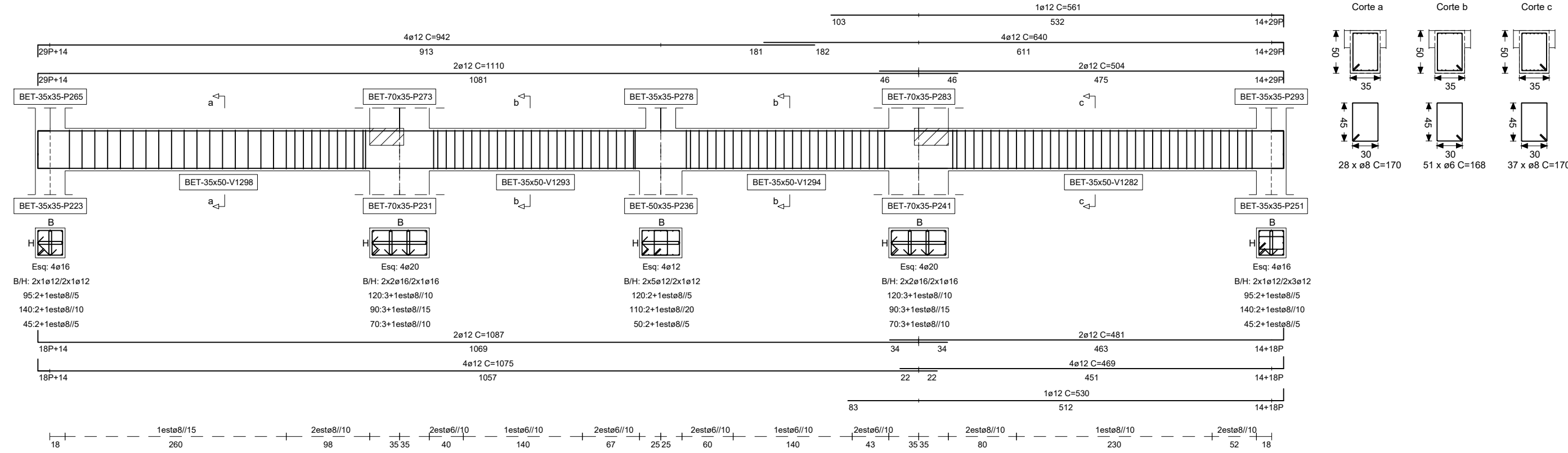
VIGAS DA COTA 280
Cotas e dimensões em cm
V1304



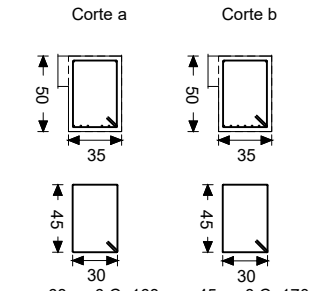
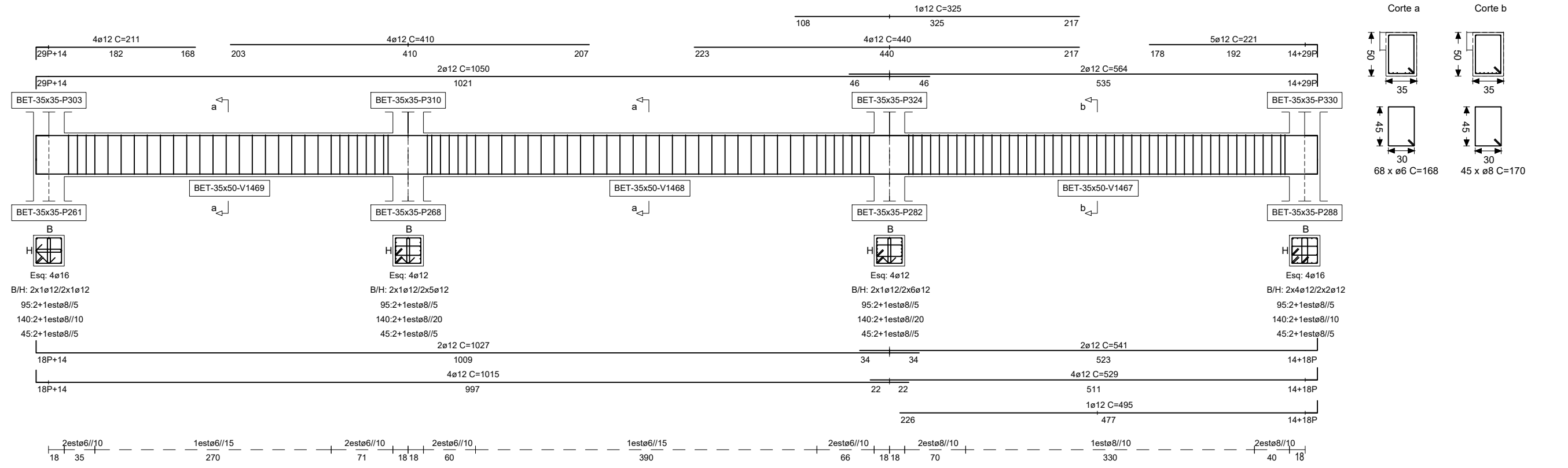
VIGAS DA COTA 280
Cotas e dimensões em cm
V1303 V1302 V1301 V1305



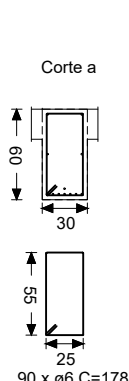
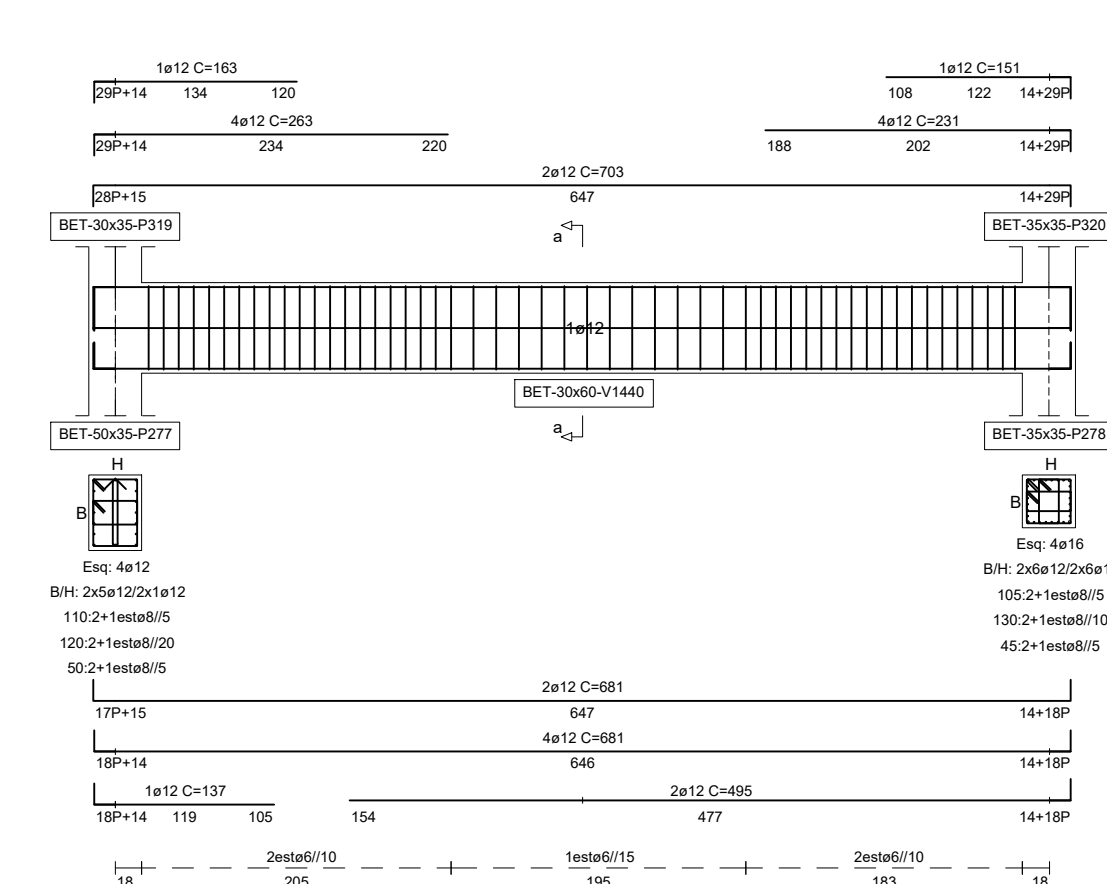
VIGAS DA COTA 280
Cotas e dimensões em cm
V1298 V1293 V1294 V1282



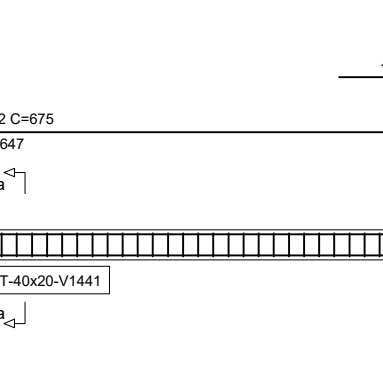
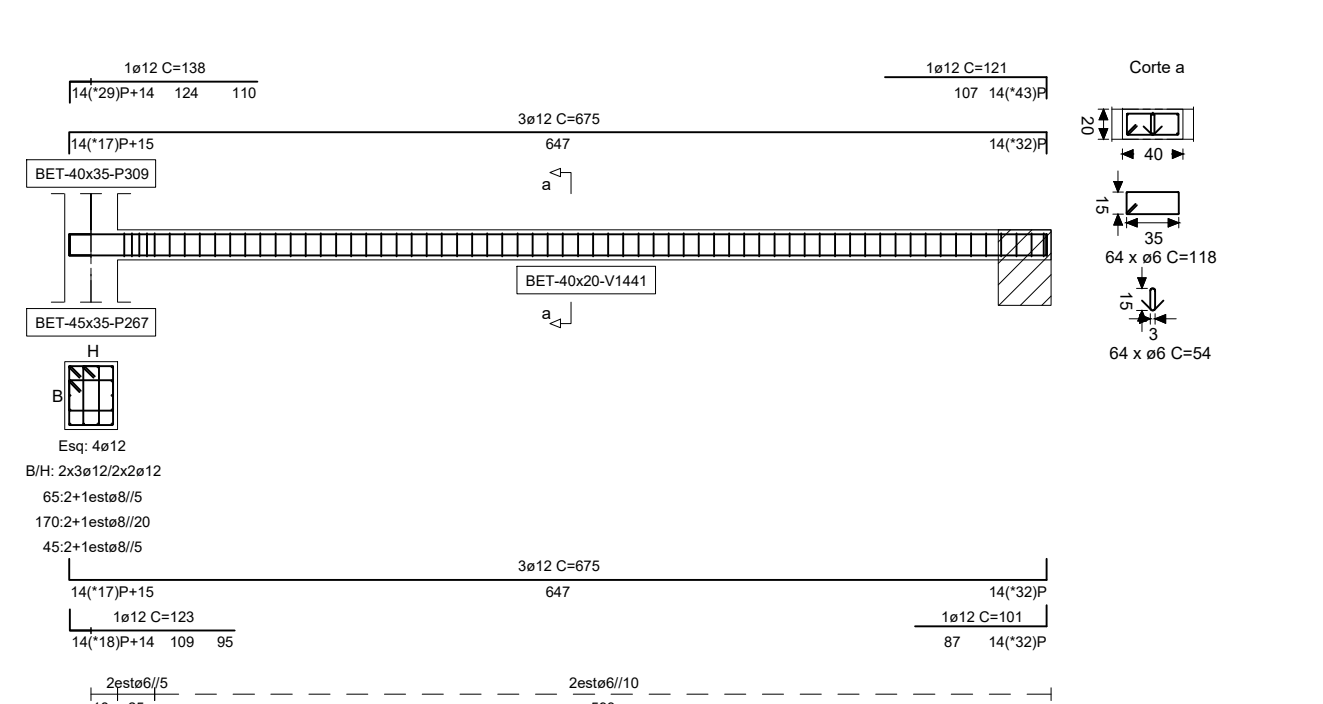
VIGAS DA COTA 560
Cotas e dimensões em cm
V1469 V1468 V1467



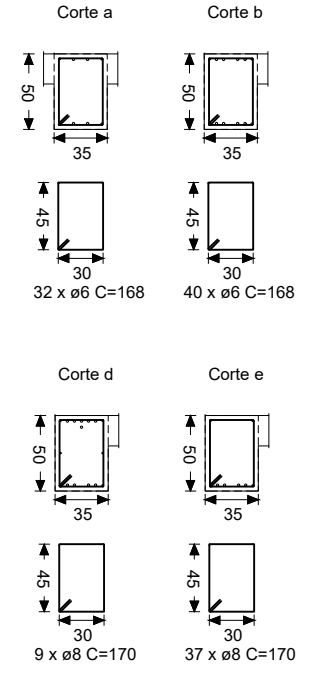
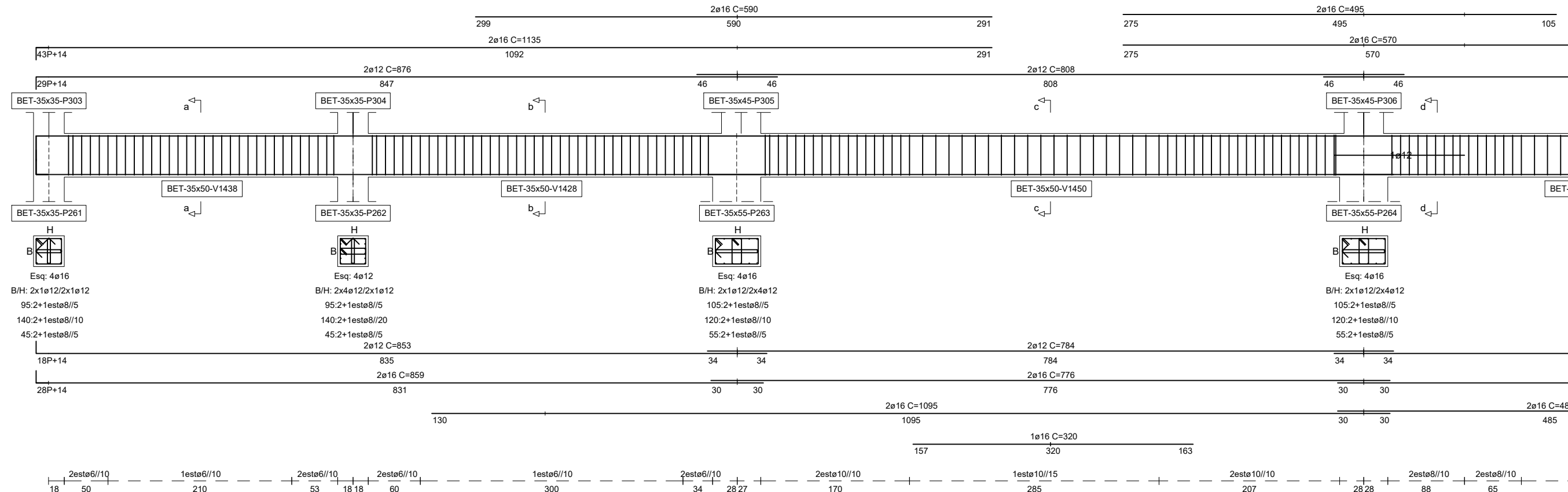
VIGAS DA COTA 560
Cotas e dimensões em cm
V1440



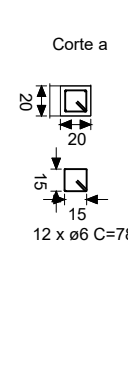
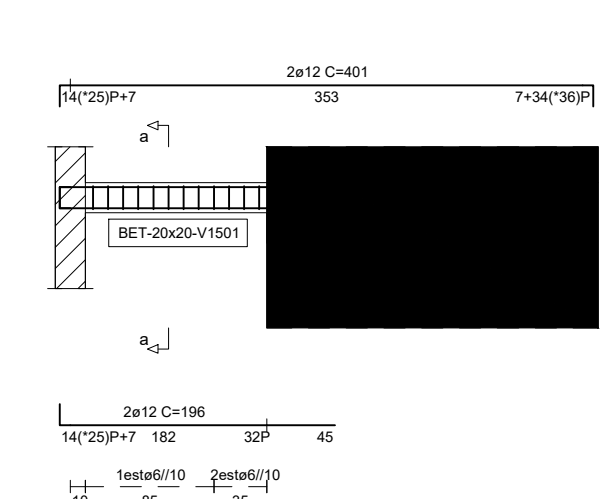
VIGAS DA COTA 560
Cotas e dimensões em cm
V1441



VIGAS DA COTA 560
Cotas e dimensões em cm
V1438 V1428 V1450 V1434



VIGAS DA COTA 560
Cotas e dimensões em cm
V1501



- LEGENDA:**
- Si - Sapata i
 - Lmi - Laje maciça i
 - Pi - Pilar i
 - em corte:
 - em plano:
 - em corte:
 - em plano:
 - em corte:
 - em plano:
 - em corte:
 - em plano:
- MATERIAIS:**
- Aço Armaduras Ordinárias: A400NR
 - Betão (C25/30) Fundação Linhas de fundação Muros de cave e paredes resistentes Pilares, viga e lajes
 - Argamassas Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento Lajes: 2.5 cm Muros de cave: 5.0 cm Linhas de fundação e sapatas: 5.0 cm Paredes resistentes: 3.6 cm Pilares e vigas: 3.0 cm

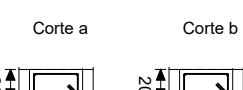
Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação		
Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/50	
Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Vigas	Desenho nº 28
Selamento 2017		Formato A1

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

Cotas e dimensões em cm
V1445



Cotas e dimensões em cm



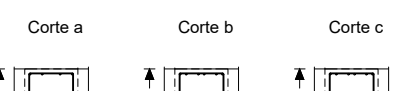
Cotas e dimensões em cm
V1560 V1559 V1558



Cotas e dimensões em cm
V1515 V1525 V1532 V1577



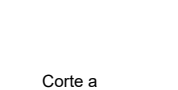
Cotas e dimensões em cm
V1423 V1431 V1460 V1430 V1453



Cotas e dimensões em cm
V1427 V1426 V1425 V14

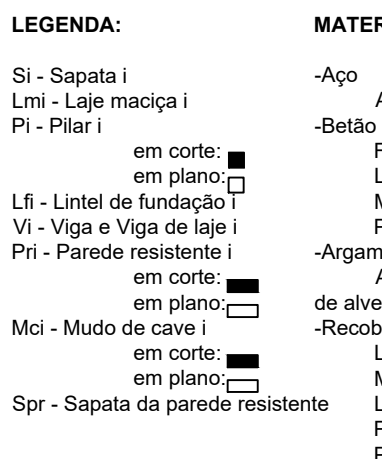


Cotas e dimensões em cm
V1534



Cotas e dimensões em cm
V1535

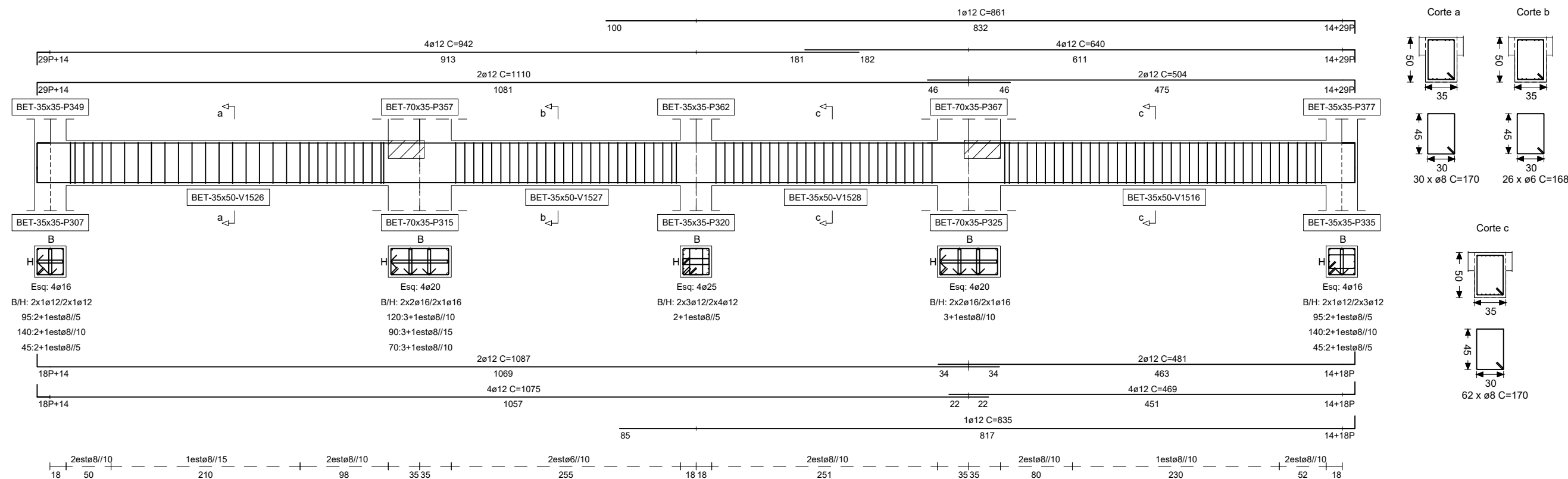
Cotas e dimensões em cm
V1602



NOTA:		Desenho nº
A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero.	Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Vigas
A implantação dos elementos estruturais deve-se-á ter em conta os elementos arquitetónicos,	Sexteiras de 2017	29

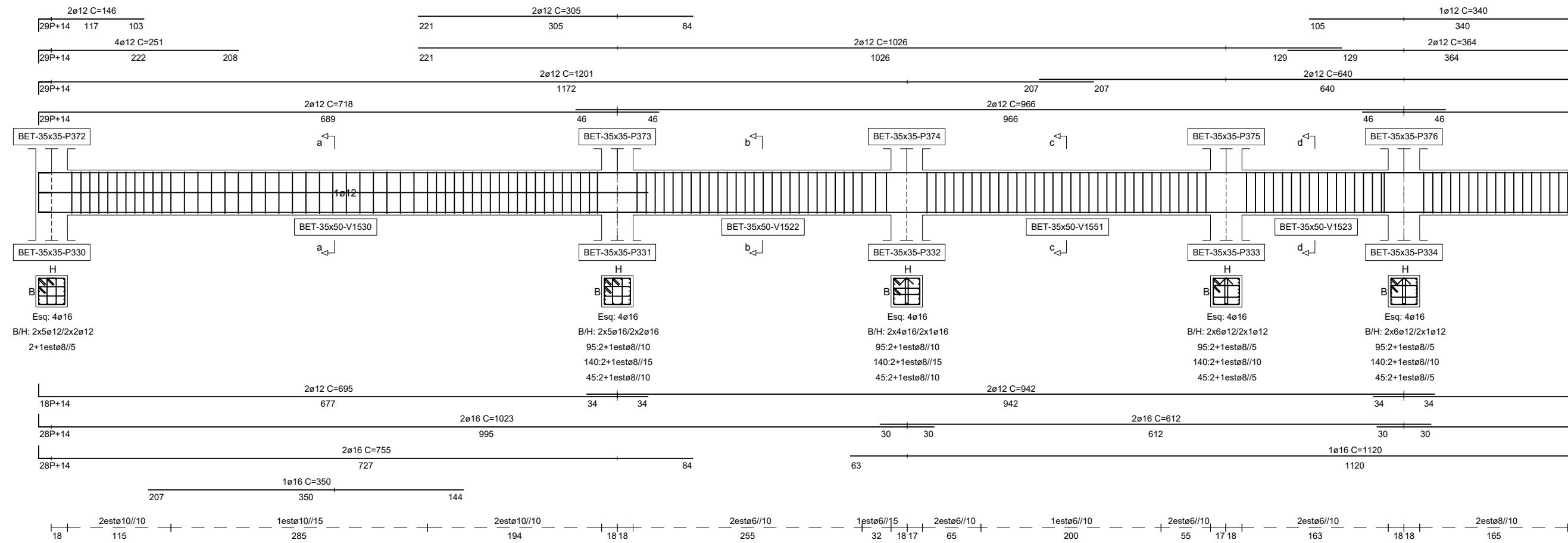
VIGAS DA COTA 840

Cotas e dimensões em cm
V1526 V1527 V1528 V1516



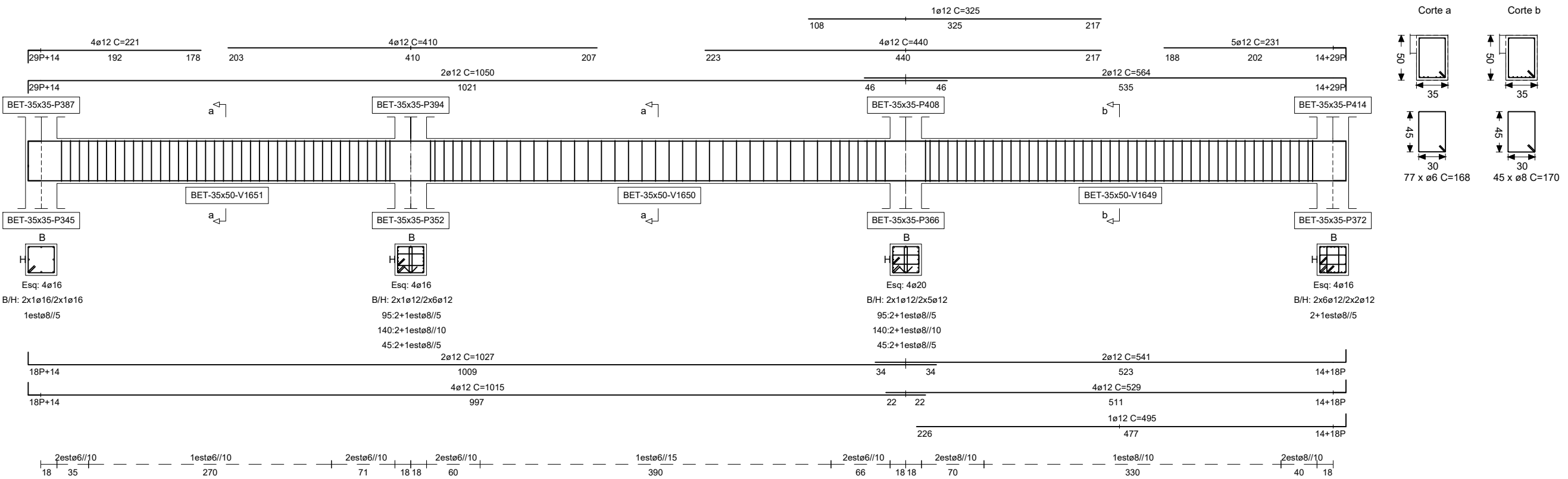
VIGAS DA COTA 840

Cotas e dimensões em cm
V1530 V1522 V1551 V1523 V1544



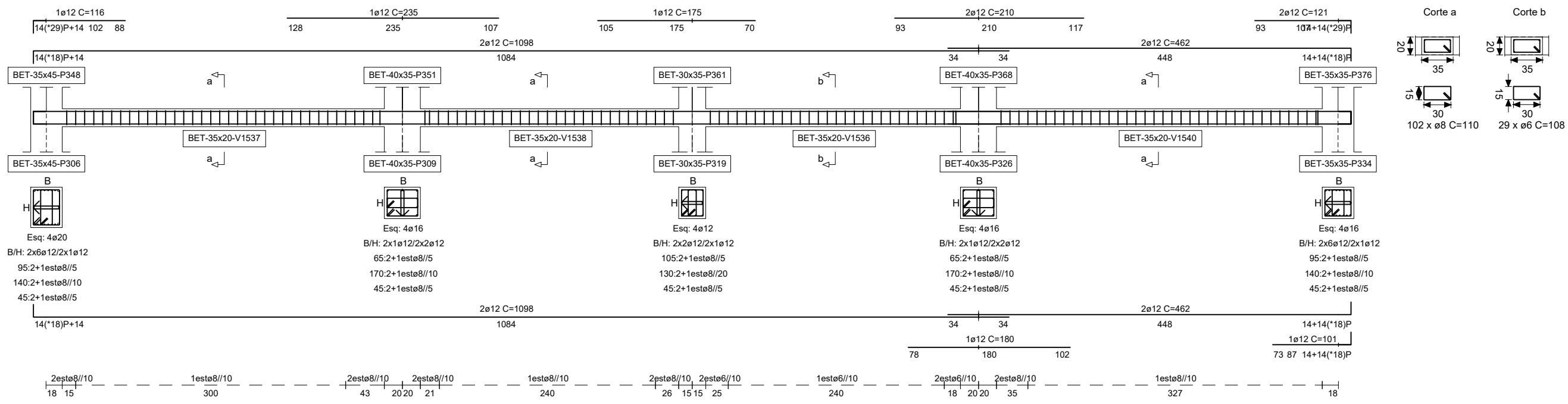
VIGAS DA COTA 1120

Cotas e dimensões em cm
V1651 V1650 V1649



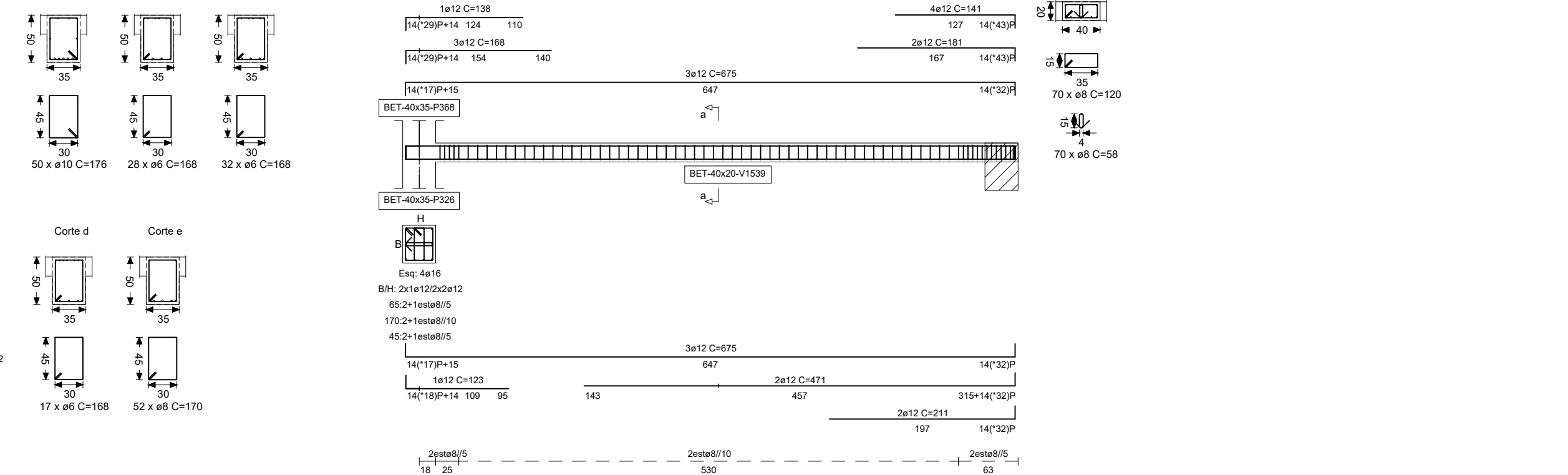
VIGAS DA COTA 840

Cotas e dimensões em cm
V1537 V1538 V1536 V1540



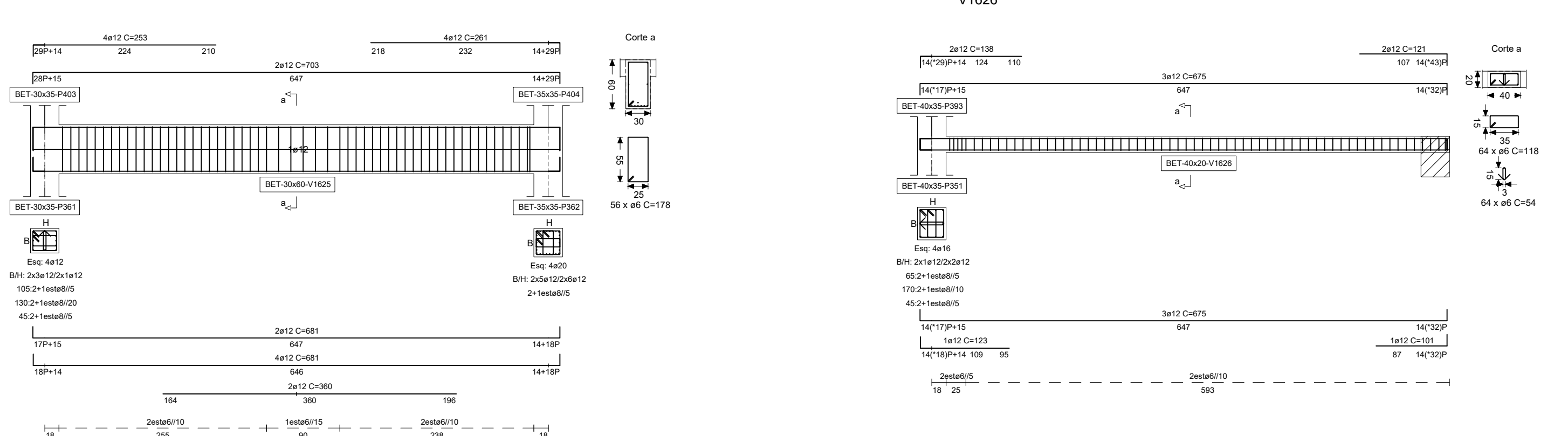
VIGAS DA COTA 840

Cotas e dimensões em cm
V1539



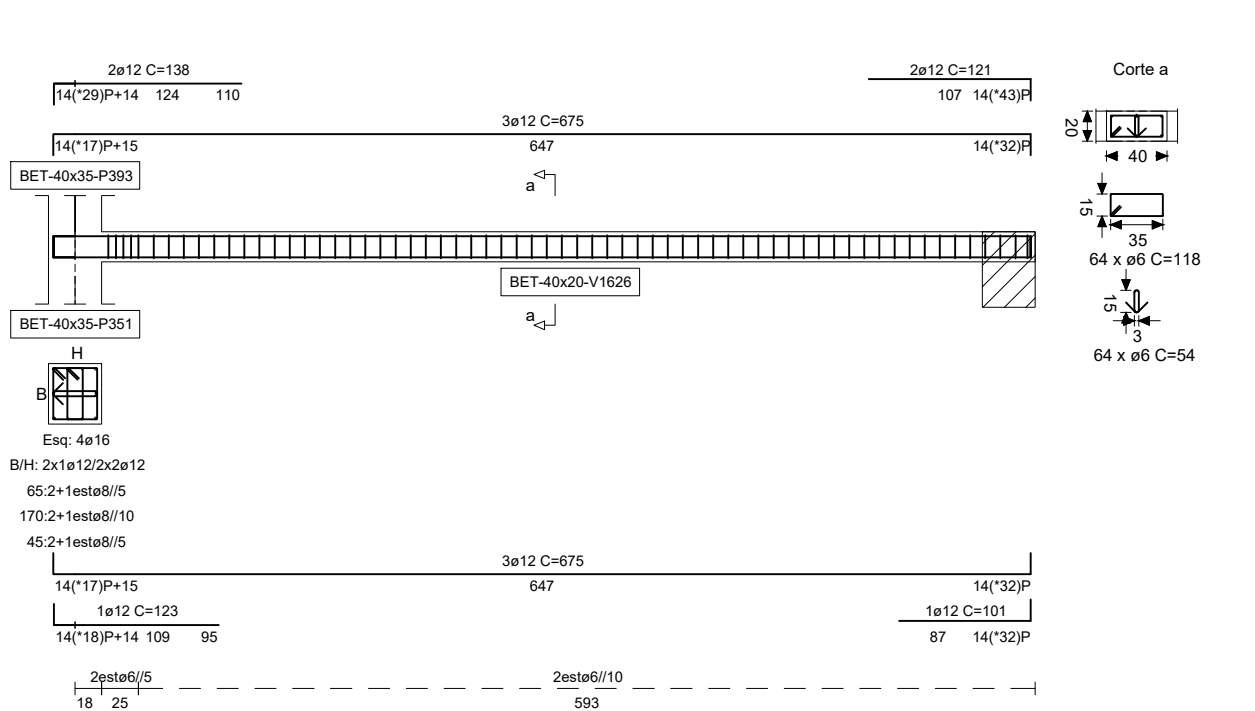
VIGAS DA COTA 1120

Cotas e dimensões em cm
V1625









VIGAS DA COTA 1120

Cotas e dimensões em cm
V1626




LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
em corte: 
em plano: 
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
em corte: 
em plano: 
Mci - Mudo de cave i
em corte: 
em plano: 
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

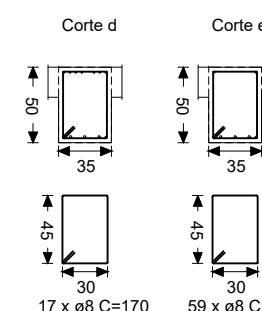
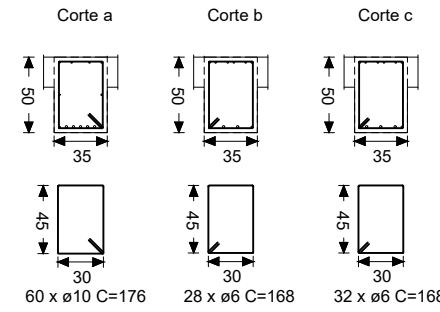
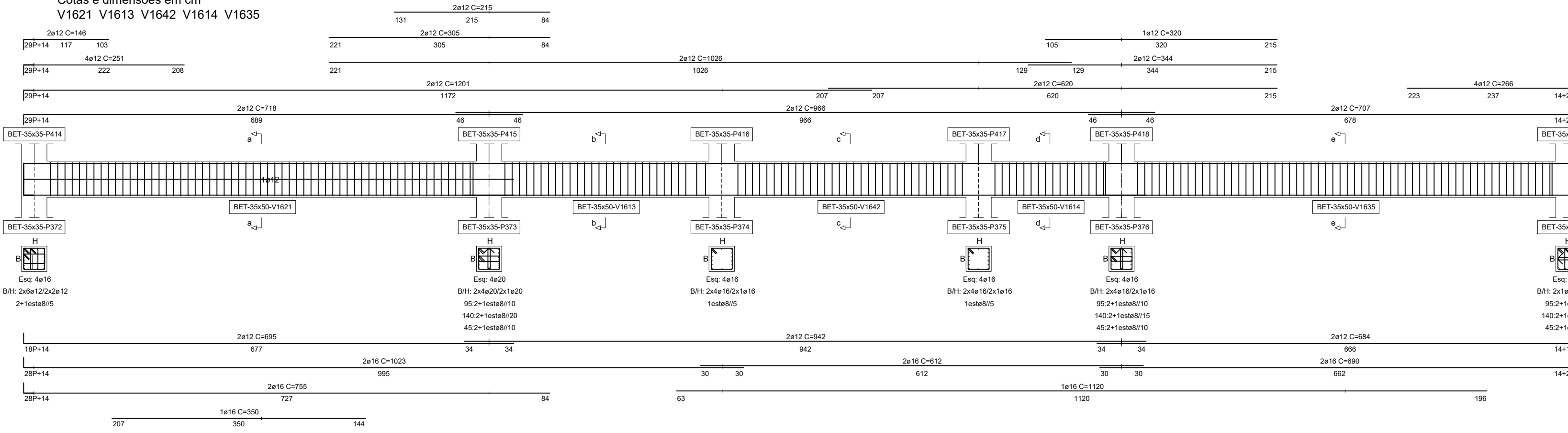
-Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Linhas de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Linhas de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso zero. Na implantação dos elementos estruturais deve-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/50
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Vigas
	Setembro 2017	Desenho nº 30 Formato A1

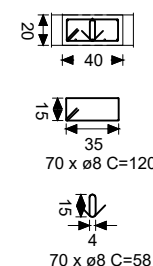
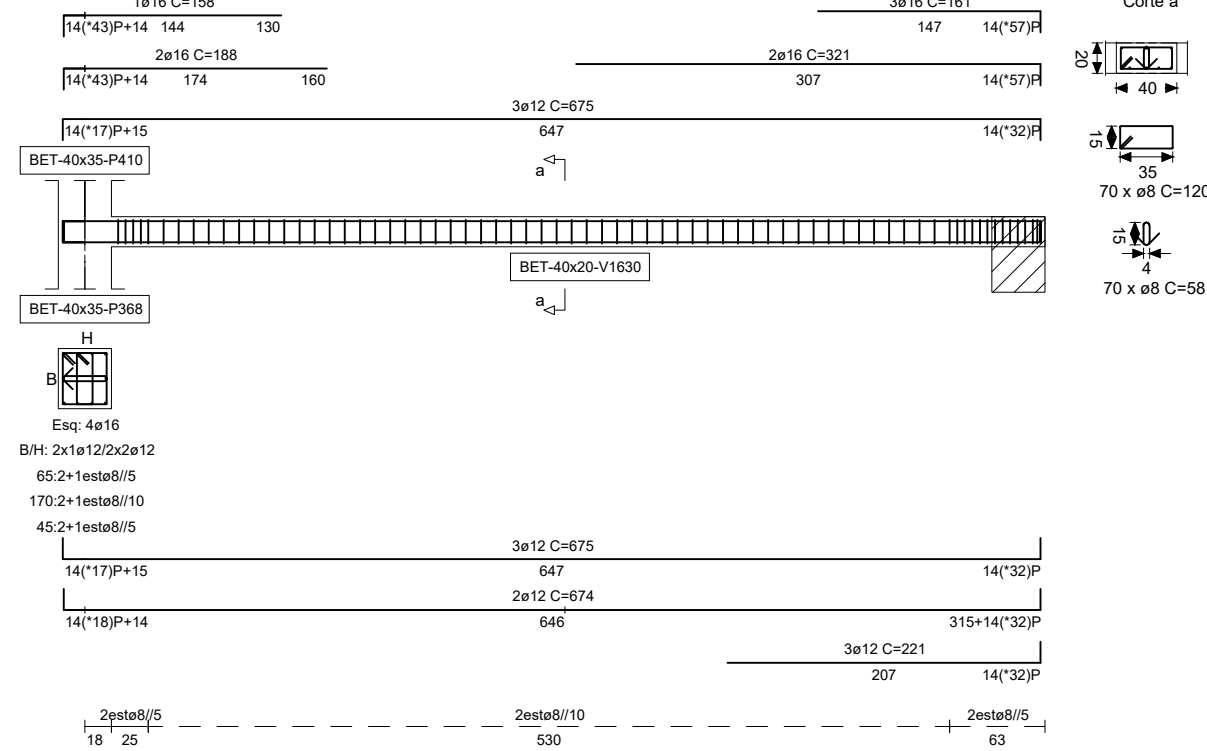
VIGAS DA COTA 1120

Cotas e dimensões em cm
V1621 V1613 V1642 V1614 V1635



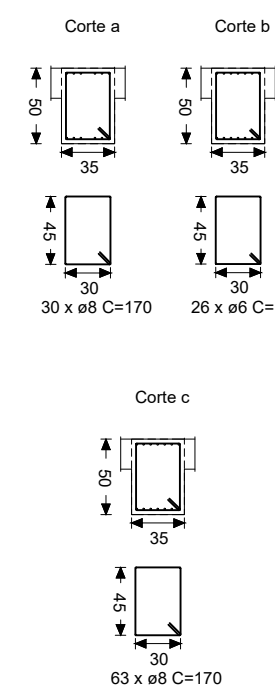
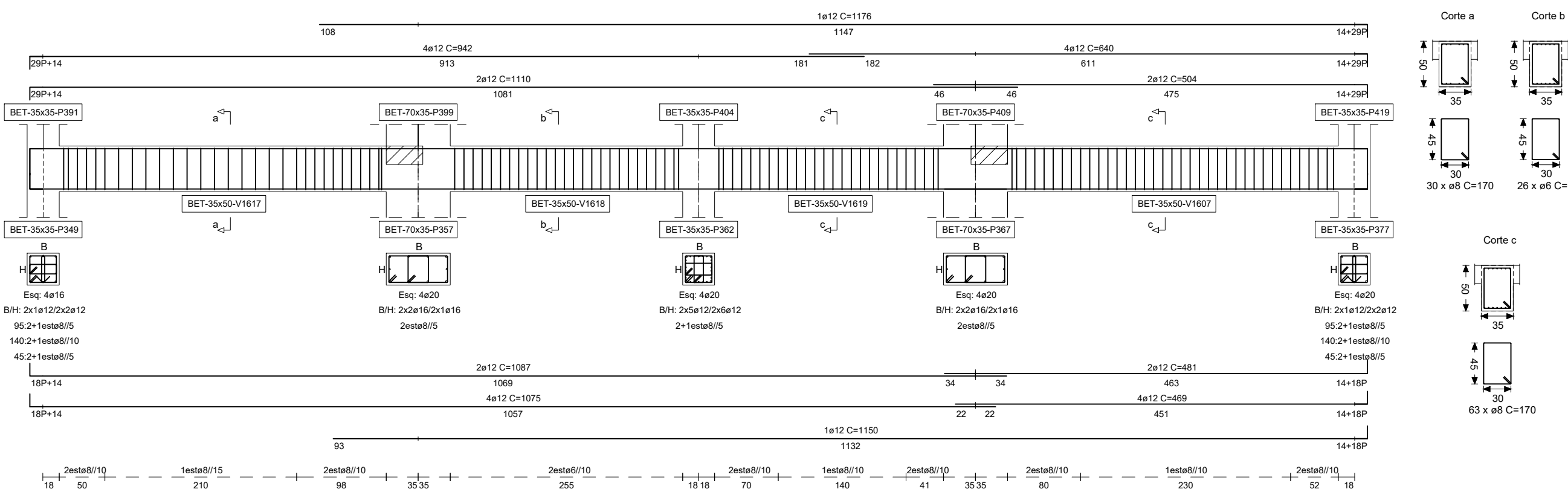
VIGAS DA COTA 1120

Cotas e dimensões em cm
V1630



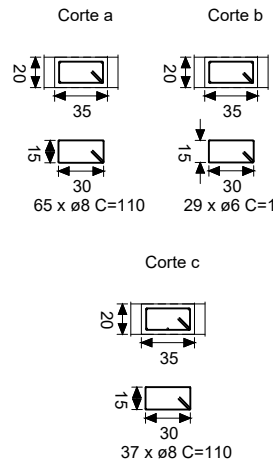
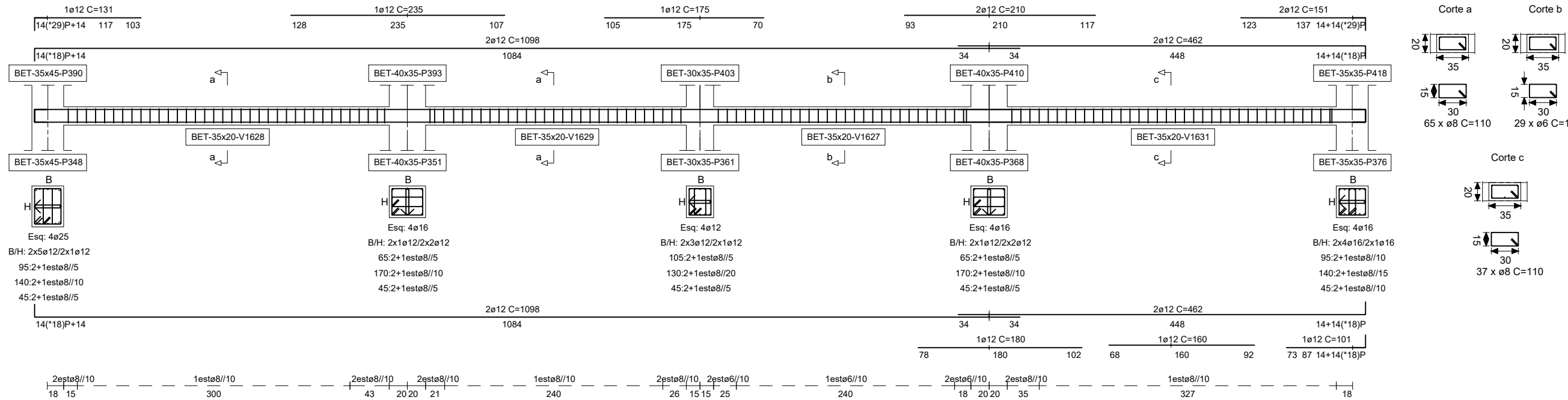
VIGAS DA COTA 1120

Cotas e dimensões em cm
V1617 V1618 V1619 V1607



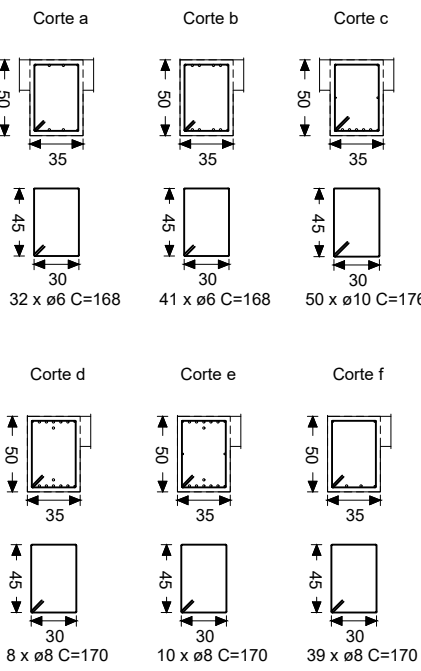
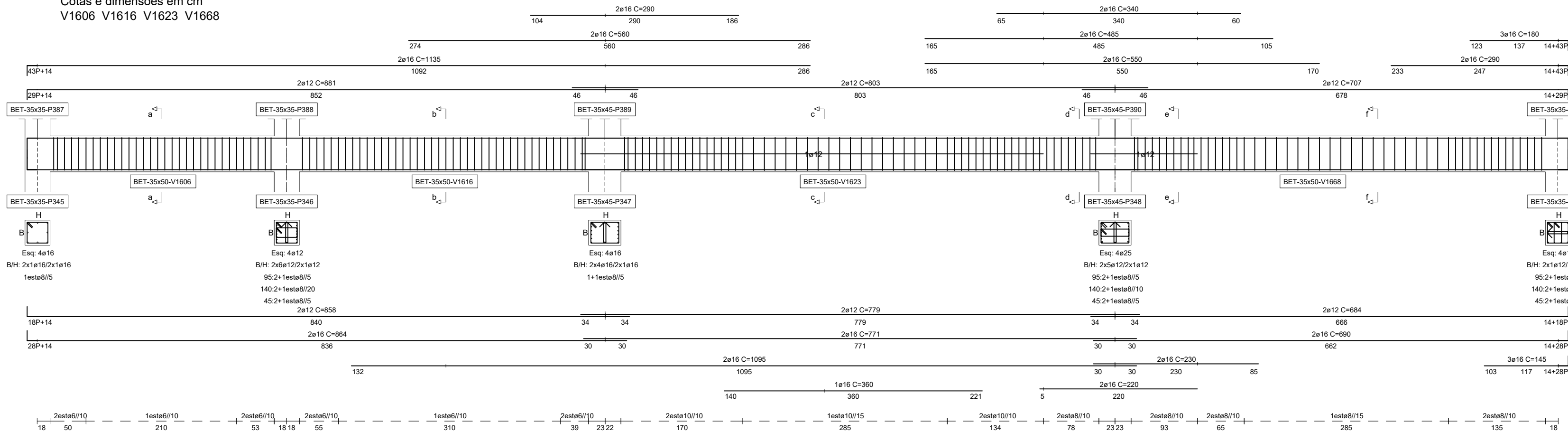
VIGAS DA COTA 1120

Cotas e dimensões em cm
V1628 V1629 V1627 V1631



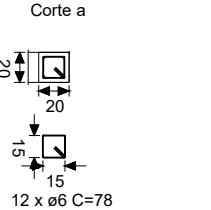
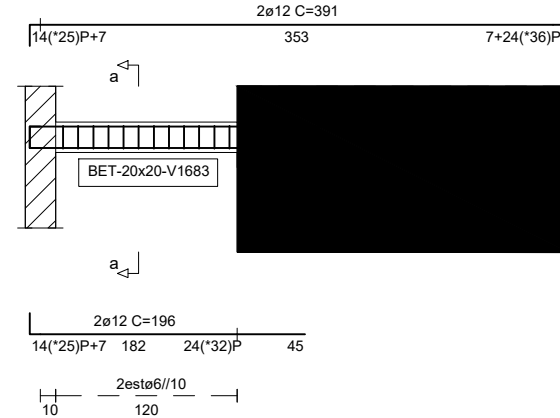
VIGAS DA COTA 1120

Cotas e dimensões em cm
V1606 V1616 V1623 V1668




VIGAS DA COTA 1120

Cotas e dimensões em cm
V1683

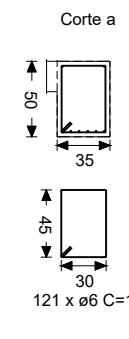
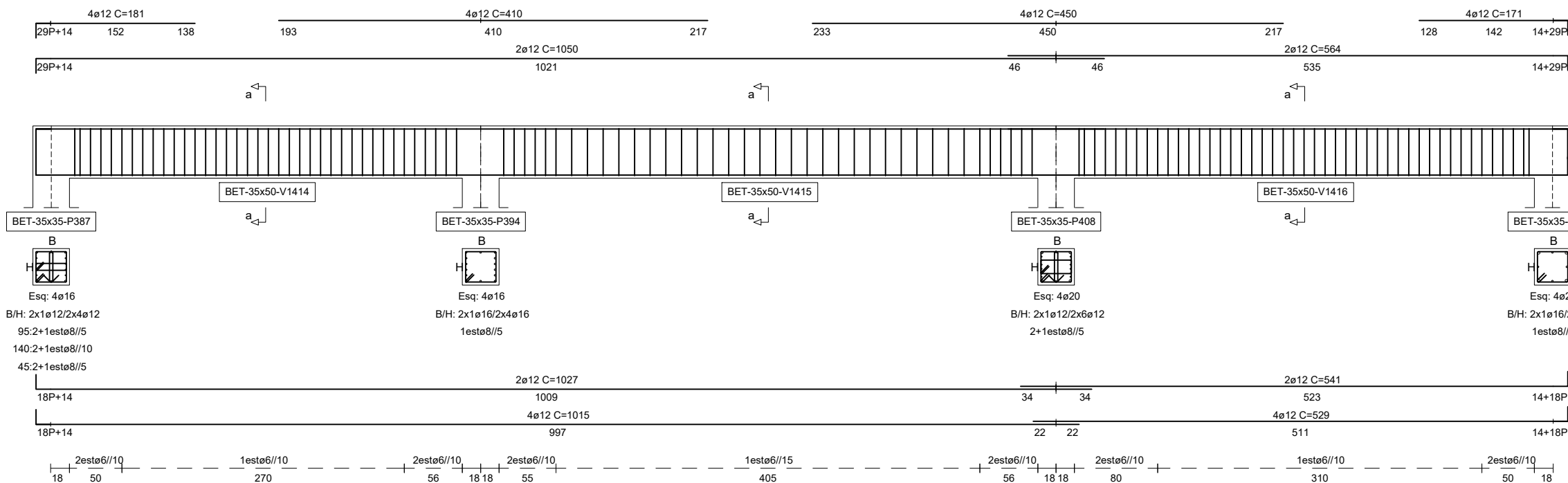


- LEGENDA:**
- Si - Sapata i
 - Lmi - Laje maciça i
 - Pi - Pilar i
 - Lfi - Lintel de fundação
 - Vi - Viga e Viga de laje i
 - Pri - Parede resistente i
 - Mci - Mudo de cave i
 - Spr - Sapata da parede resistente
- MATERIAIS:**
- Aço Armaduras Ordinárias: A400NR
 - Betão (C25/30)
 - Fundação
 - Linhas de fundação
 - Muros de cave e paredes resistentes
 - Pilares, viga e lajes
 - Argamassas Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
 - Recobrimentos Lajes: 2.5 cm
 - Muros de cave: 5.0 cm
 - Linhas de fundação e sapatas: 5.0 cm
 - Paredes resistentes: 3.0 cm
 - Pilares e vigas: 3.0 cm

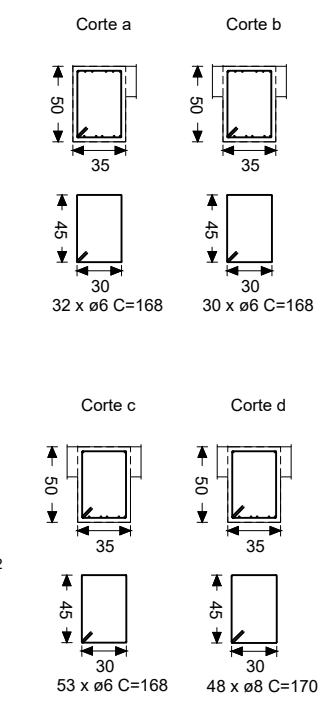
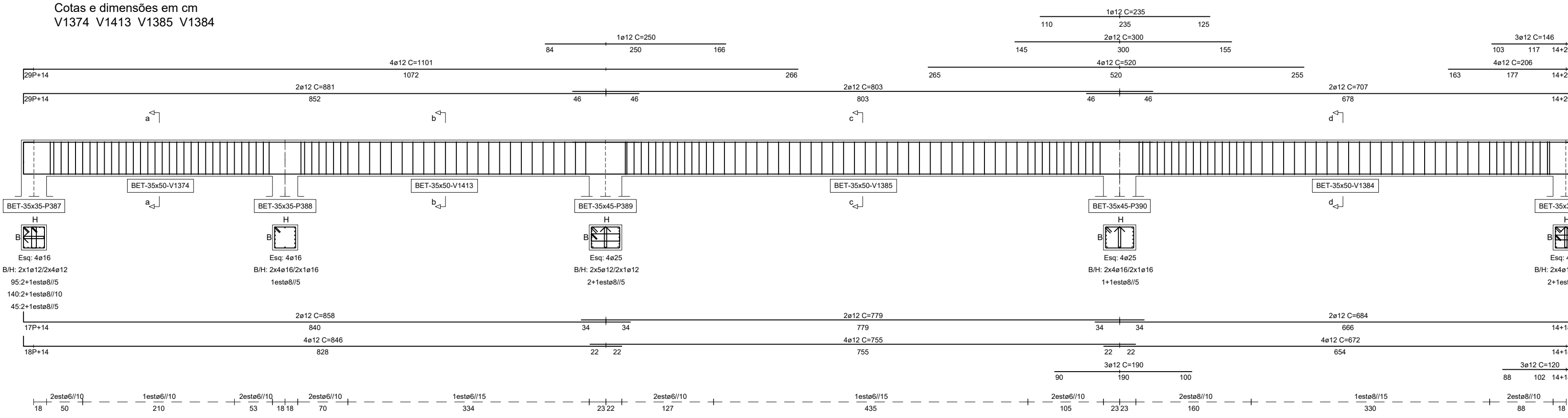
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/50
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho Setembro 2017	Descrição: Vigas Desenho nº 31 Formato A1

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso zero. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

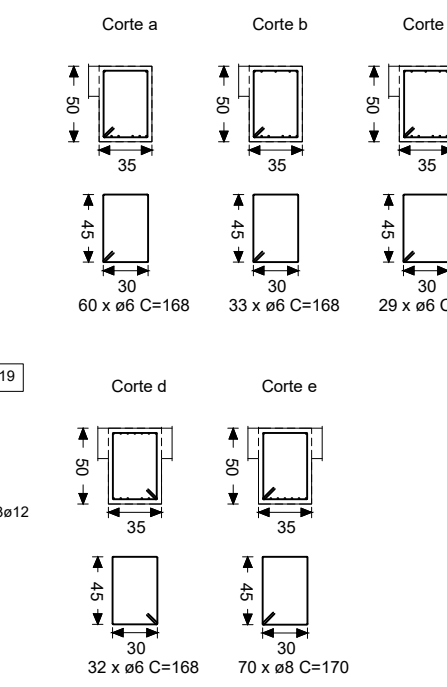
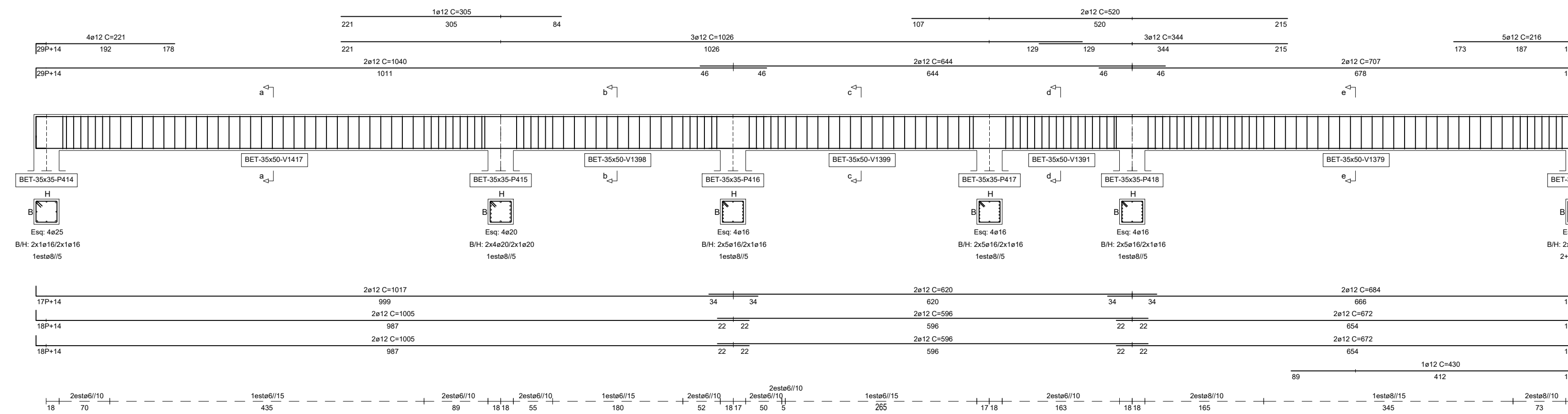
VIGAS DA COTA 1400
Cotas e dimensões em cm
V1414 V1415 V1416



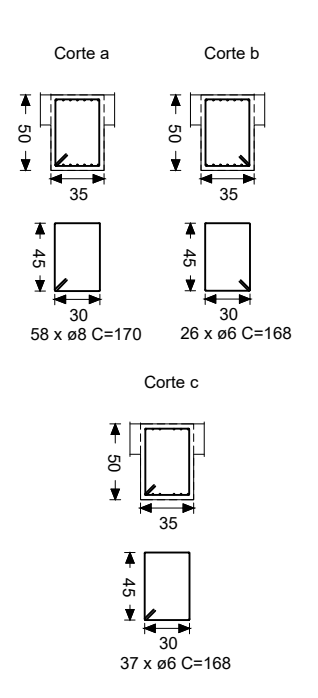
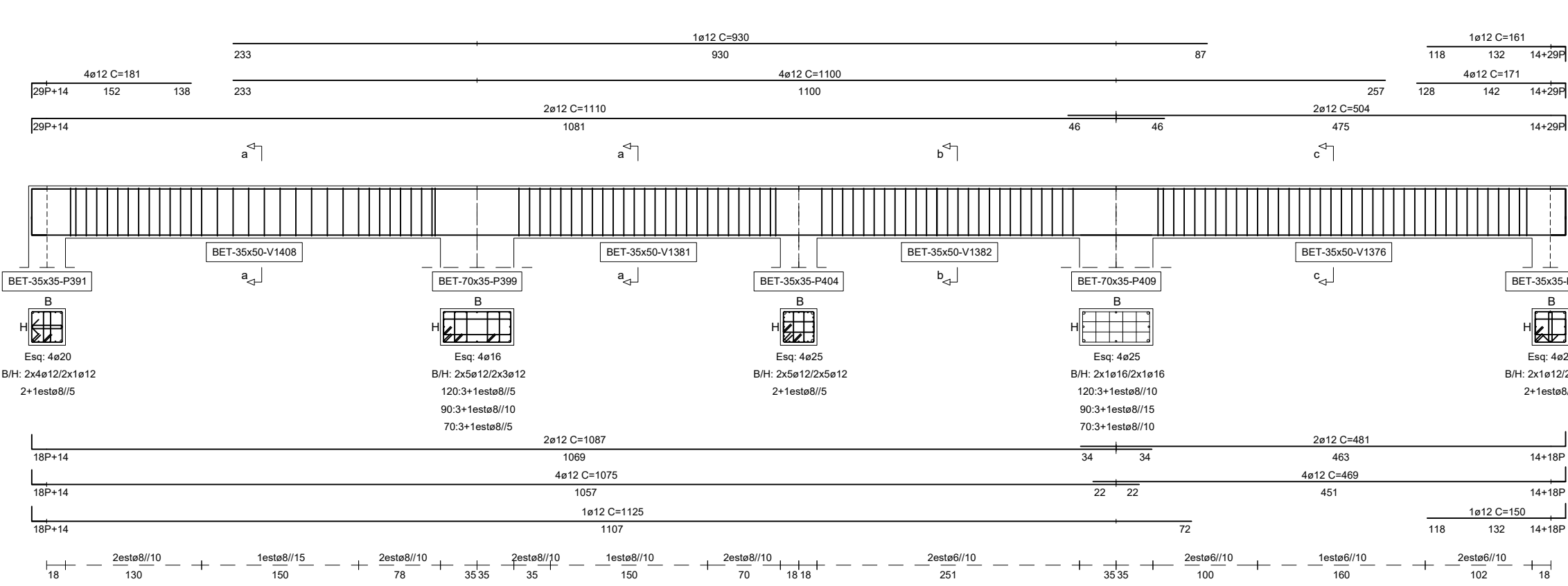
VIGAS DA COTA 1400
Cotas e dimensões em cm
V1374 V1413 V1385 V1384



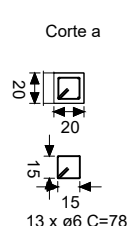
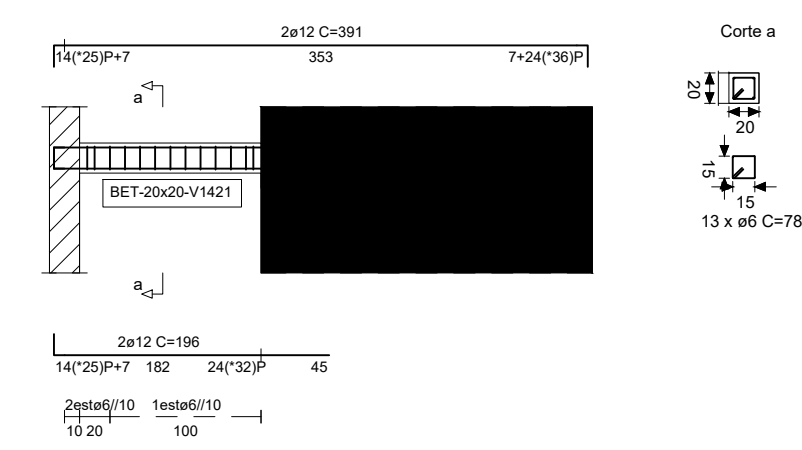
VIGAS DA COTA 1400
Cotas e dimensões em cm
V1417 V1398 V1399 V1391 V1379



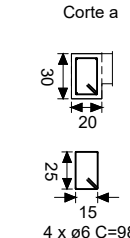
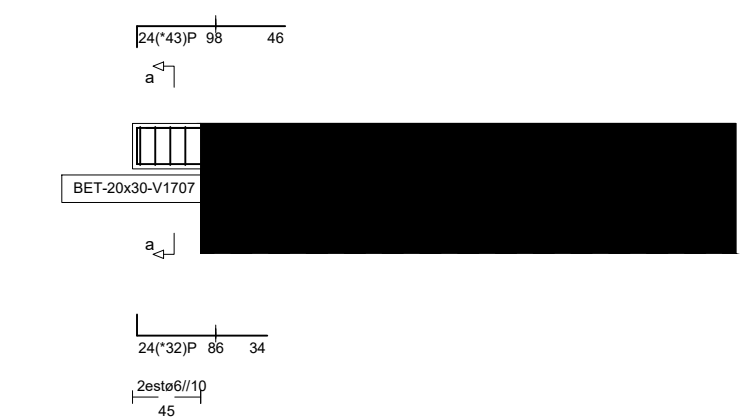
VIGAS DA COTA 1400
Cotas e dimensões em cm
V1408 V1381 V1382 V1376



VIGAS DA COTA 1400
Cotas e dimensões em cm
V1421




VIGAS DA COTA 1400
Cotas e dimensões em cm
V1707



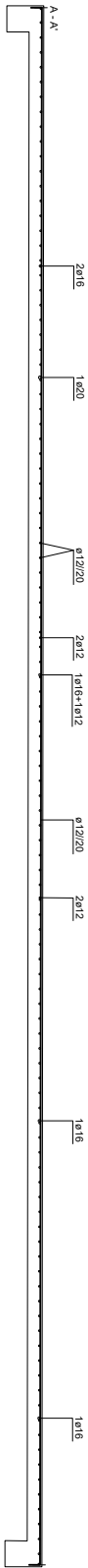
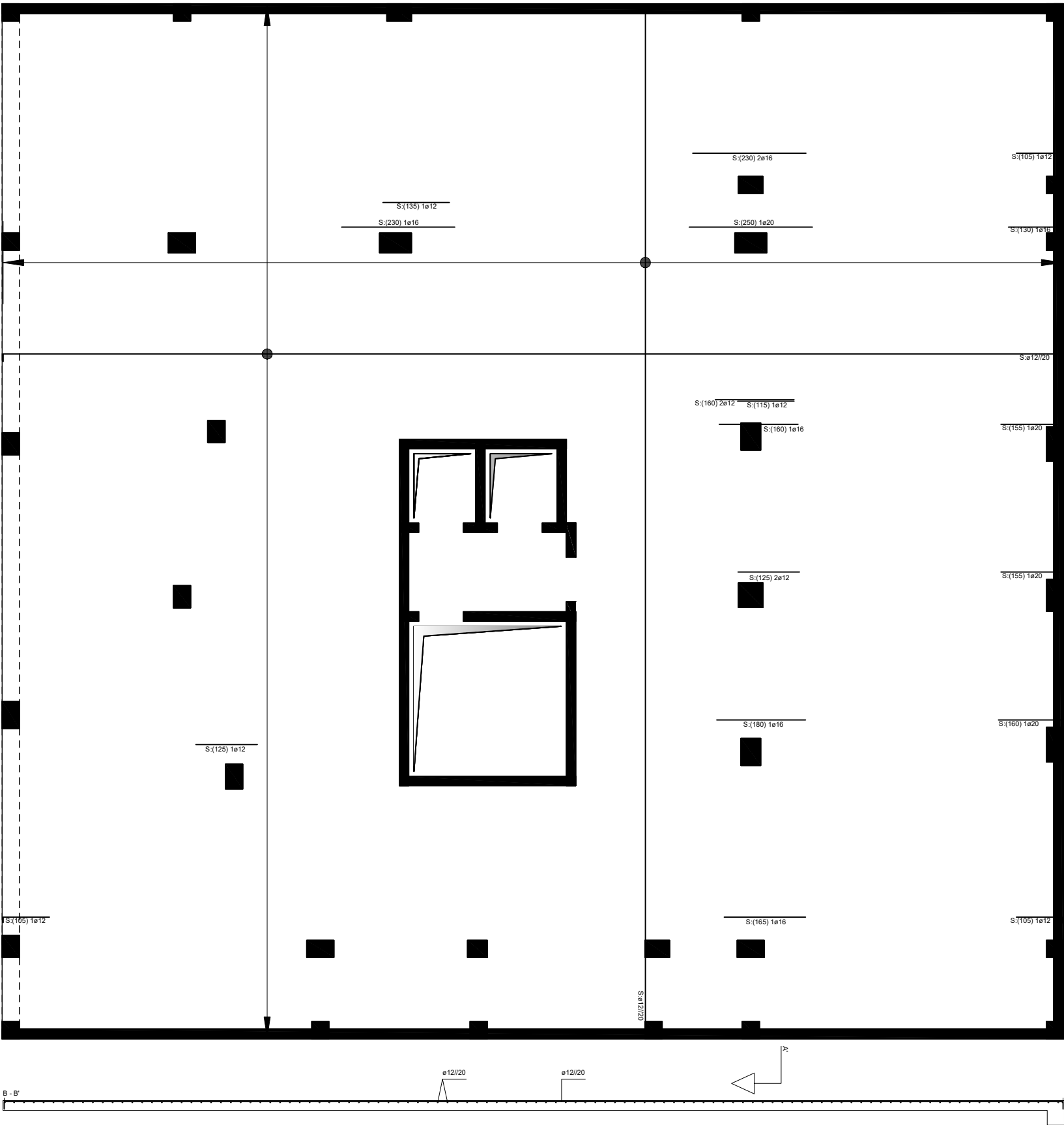
NOTA: A cota zero (0.00) está ao nível do piso zero. Na implantação dos elementos estruturais deve-se à ter em conta os elementos arquitetónicos.

- LEGENDA:**
- Sl - Sapata i
 - Lmi - Laje maciça i
 - Pl - Pilar i
 - Lfi - Lintel de fundação i
 - Vi - Viga e Viga de laje i
 - Pri - Parede resistente i
 - Mci - Mudo de cave i
 - Spr - Sapata da parede resistente
- MATERIAIS:**
- Aço Armaduras Ordinárias: A400NR
 - Betão (C25/30) Fundação Linhas de fundação Muros de cave e paredes resistentes Pilares, viga e lajes
 - Argamassas Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
 - Recobrimentos Lajes: 2.5 cm Muros de cave: 5.0 cm Linhas de fundação e sapatas: 5.0 cm Paredes resistentes: 3.0 cm Pilares e vigas: 3.0 cm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/50
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Vigas
	Setembro 2017	Desenho nº 32 Formato A1

LAJE DO PISO -480
Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Superior



NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente
- em corte: ■
em plano: □
- em corte: ■
em plano: □
- em corte: ■
em plano: □

MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
- Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:
Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/100

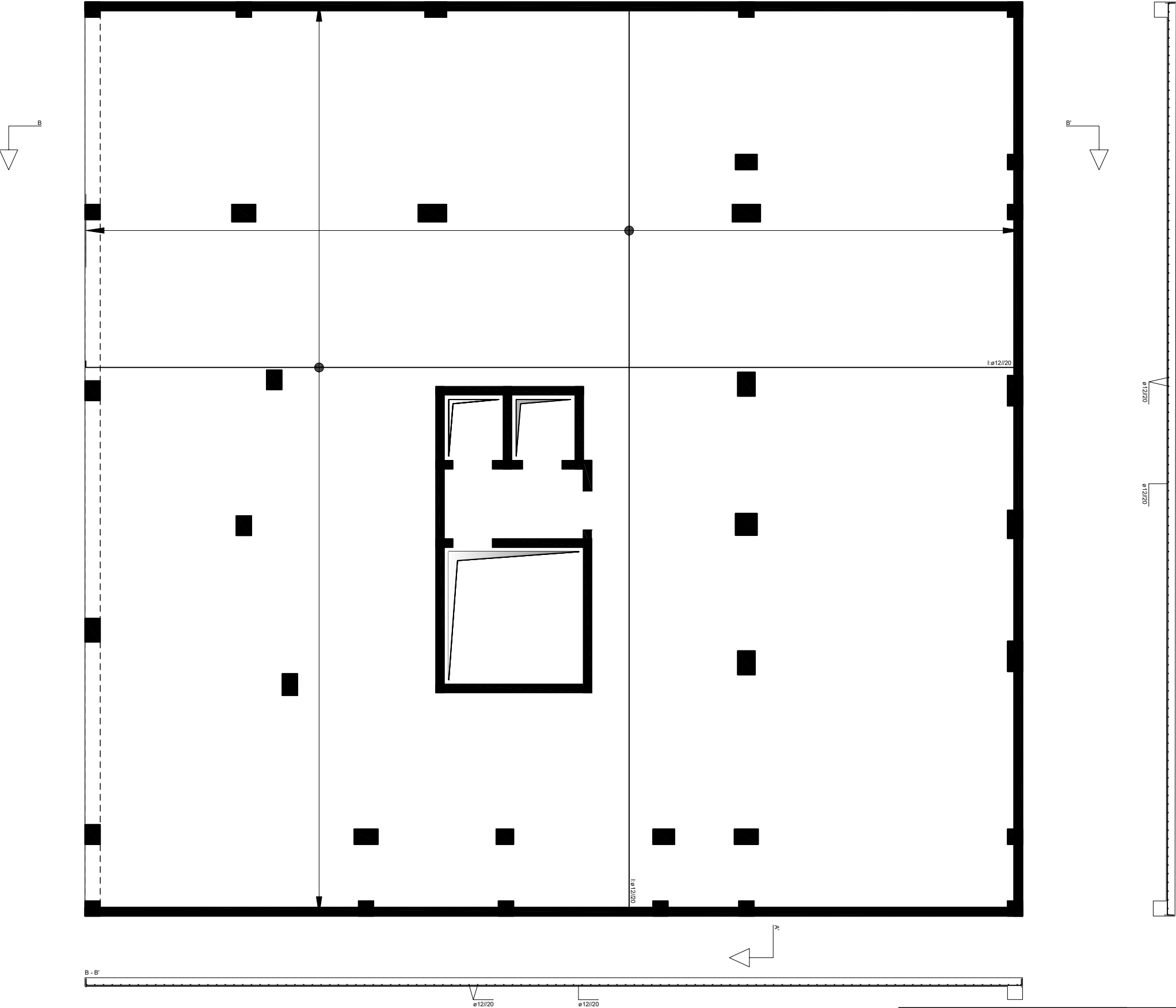
Descrição:
Armadura da Face Superior
Cota -480

Desenho nº
33

Formato A3

LAJE DO PISO -480 Armadura da Face Inferior

Cotas e dimensões em cm



NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
- em corte: ■
em plano: □
- Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
- em corte: ■
em plano: □
- Mci - Mudo de cave i
- em corte: ■
em plano: □
- Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
- Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:
Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/100

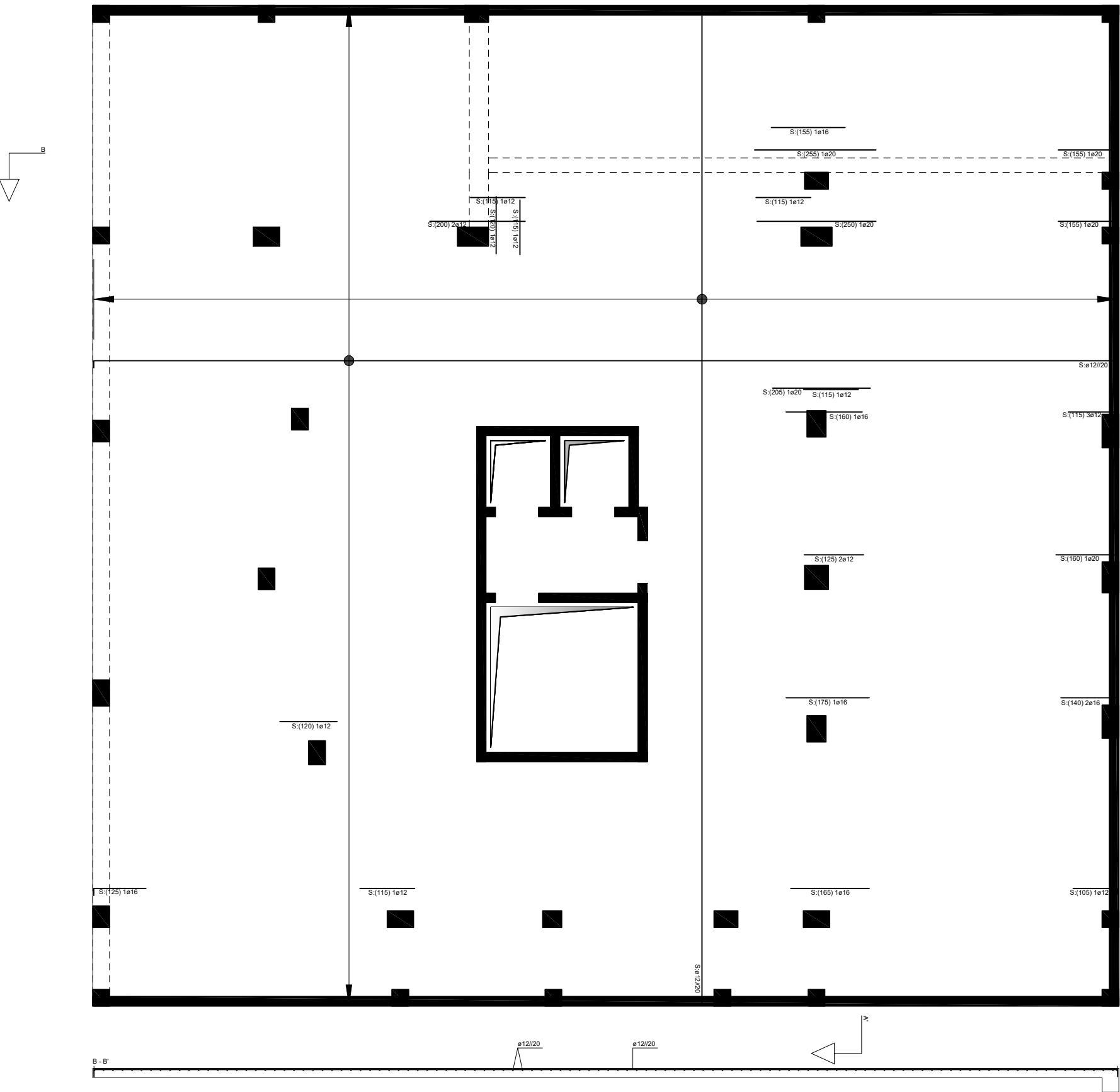
Descrição:
Armadura da Face Inferior
Cota -480

Desenho nº
34

Formato A3

LAJE DO PISO -240
Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Superior




NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente
- em corte: ■
em plano: □

MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

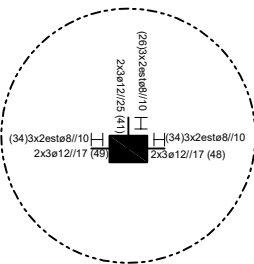
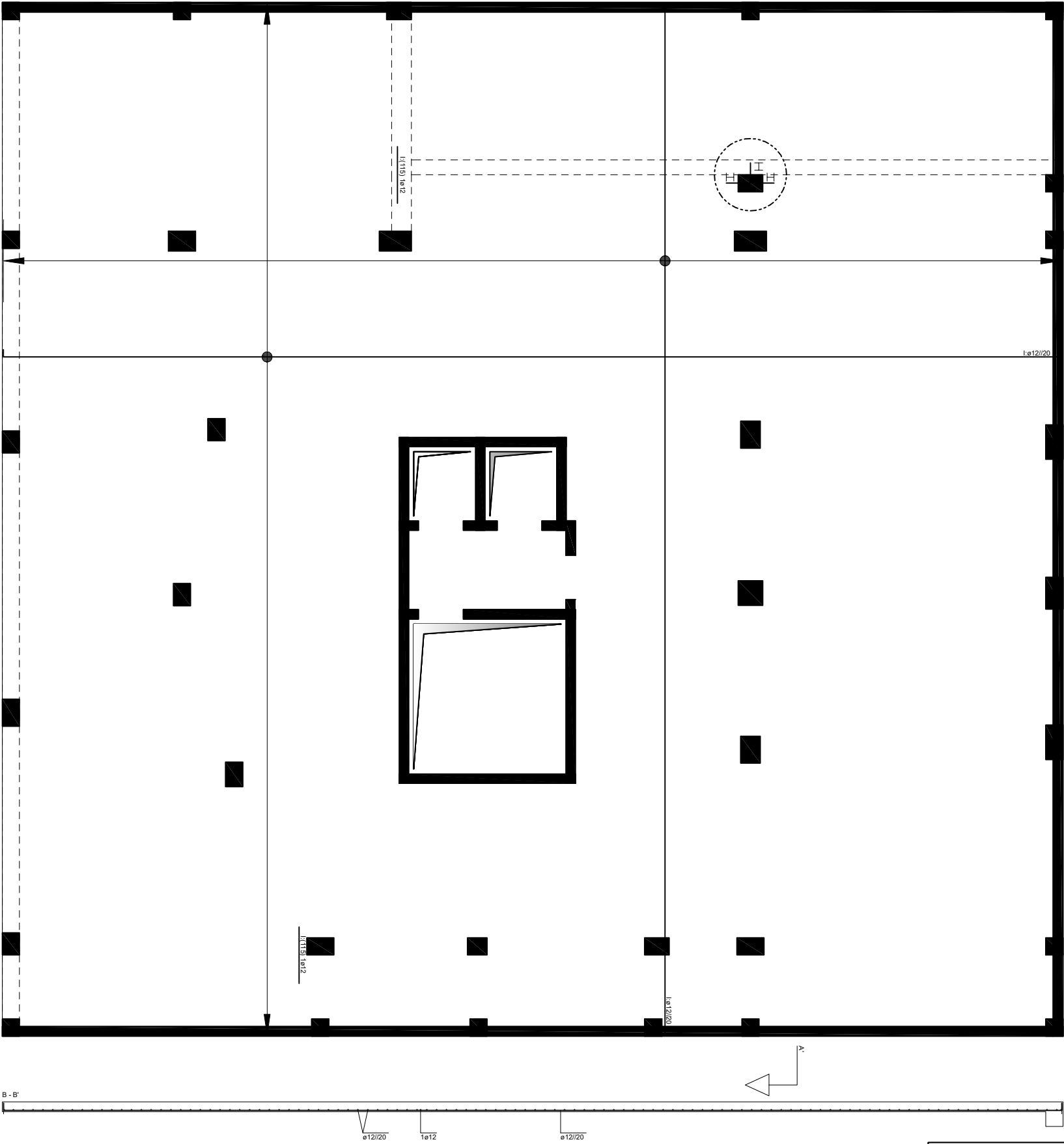
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Armadura da Face Superior Cota -240
Setembro 2017		Desenho nº 35 Formato A3

LAJE DO PISO -240

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Inferior

Armadura de Punçoamento




NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
- Lmi - Laje maciça i
- Pi - Pilar i
- Lfi - Lintel de fundação i
- Vi - Viga e Viga de laje i
- Pri - Parede resistente i
- Mci - Mudo de cave i
- Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

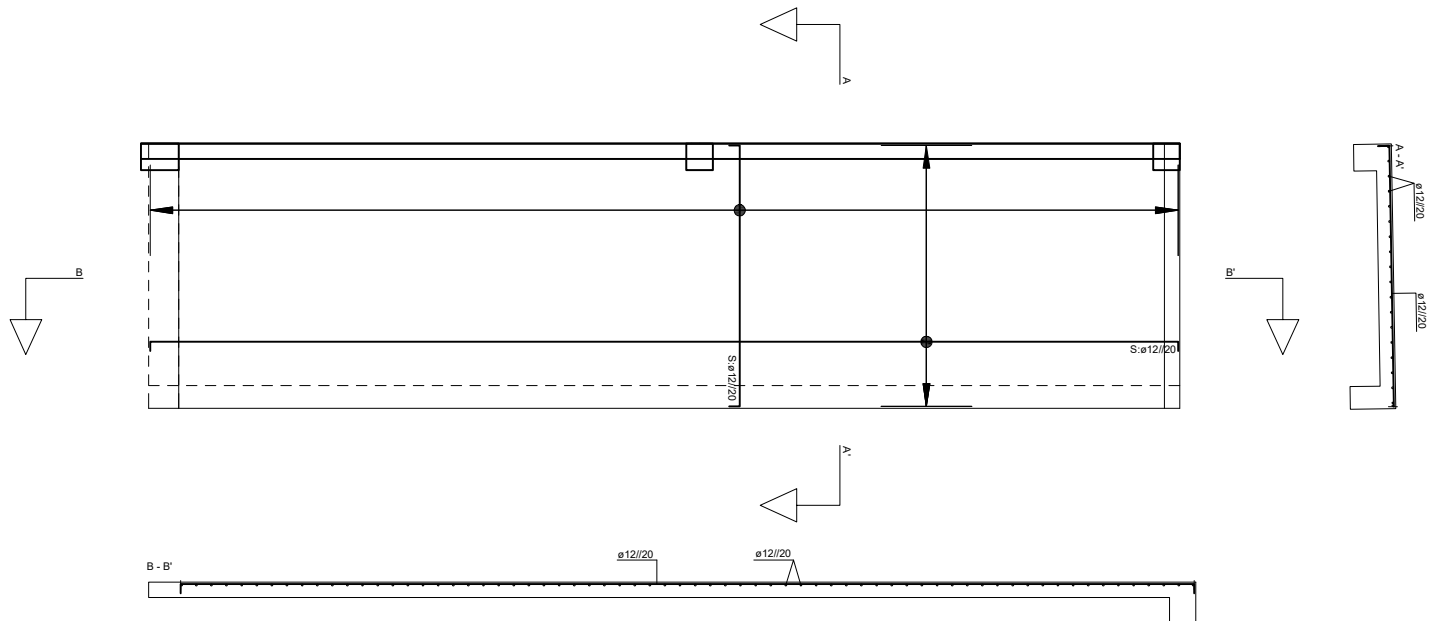
- Aço
- Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
- Fundação
- Lintéis de fundação
- Muros de cave e paredes resistentes
- Pilares, viga e lajes
- Argamassas
- Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
- Lajes: 2.5 cm
- Muros de cave: 5.0 cm
- Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
- Paredes resistentes: 3.0 cm
- Pilares e vigas: 3.0 cm

<div><p>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal</p></div> <div>Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho</div> <div>Setembro 2017</div>	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Descrição: Armadura da Face Inferior Armadura de Punçoamento Cota -240	Desenho nº 36 Formato A3

LAJE DO PISO -240/0 (inclinado)

Cotas e dimensões em cm

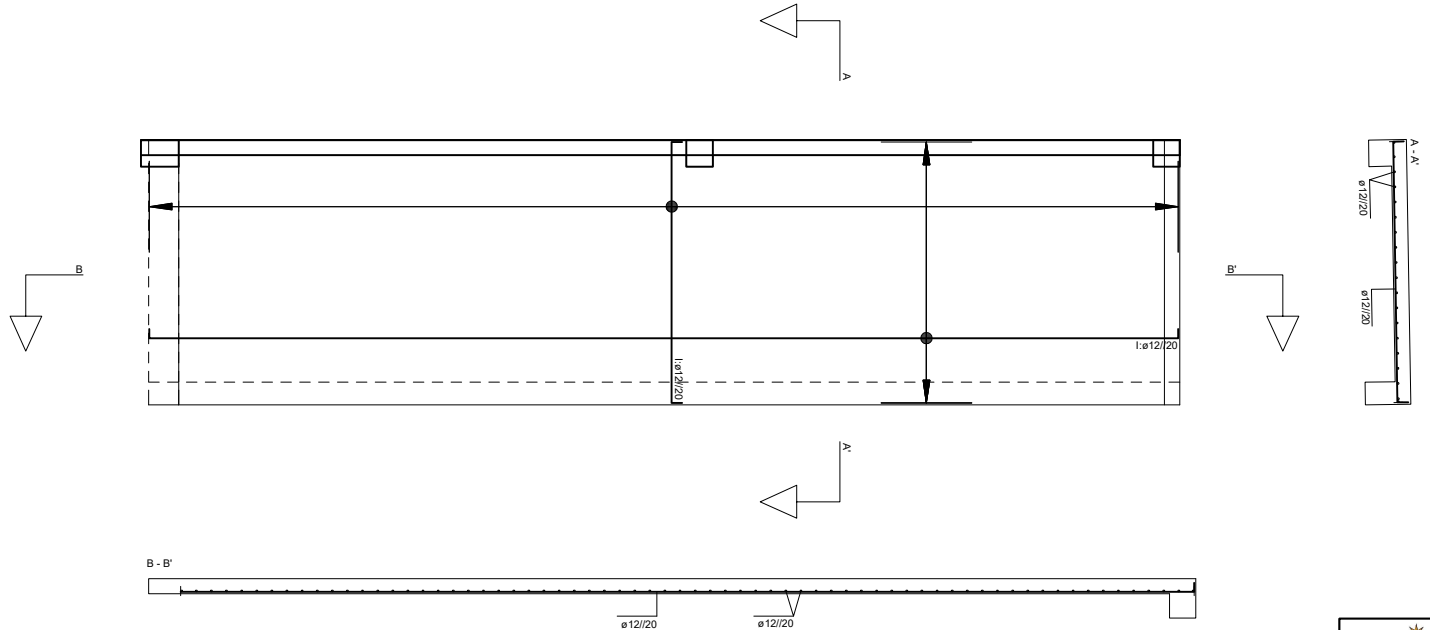
Armadura da Face Superior



LAJE DO PISO -240/0 (inclinado)

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Inferior




NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente
- em corte: ■
em plano: □
- em corte: ■
em plano: □
- em corte: ■
em plano: □

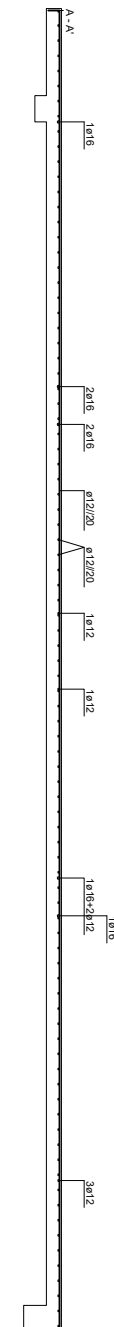
MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
- Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Armadura da Face Superior Armadura da Face Inferior Cota -240/0 (inclinado)
Setembro 2017		Desenho nº 37 Formato A3

Armadura da Face Superior

Cotas e dimensões em cm



NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do pizo Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
em corte: ■
em plano: □
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
em corte: ■
em plano: □
Mci - Mudo de cave i
em corte: ■
em plano: □
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIALS:

- Aço
 - Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
 - Fundação
 - Lintéis de fundação
 - Muros de cave e paredes resistentes
 - Pilares, viga e lajes
- Argamassas
 - Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
 - Lajes: 2.5 cm
 - Muros de cave: 5.0 cm
 - Linteis de fundação e sapatas: 5.0 cm
 - Paredes resistentes: 3.0 cm
 - Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1 / 100

Descrição:	
------------	--

Armadura da Face Superior
Cota 0

Desenho nº

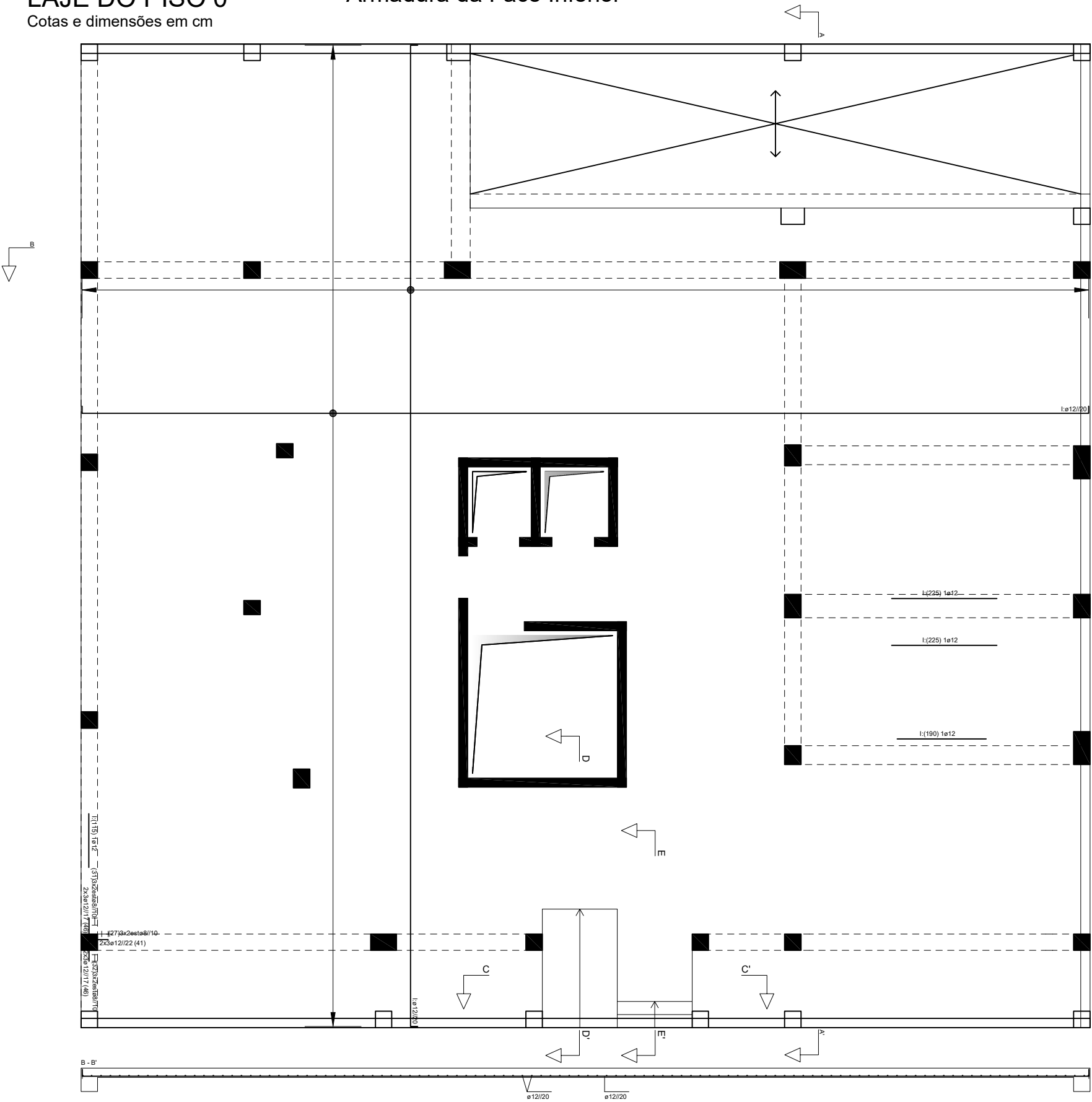
38

Formato A3

LAJE DO PISO 0

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Inferior




NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente

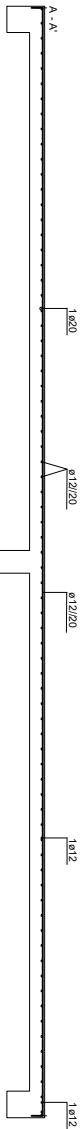
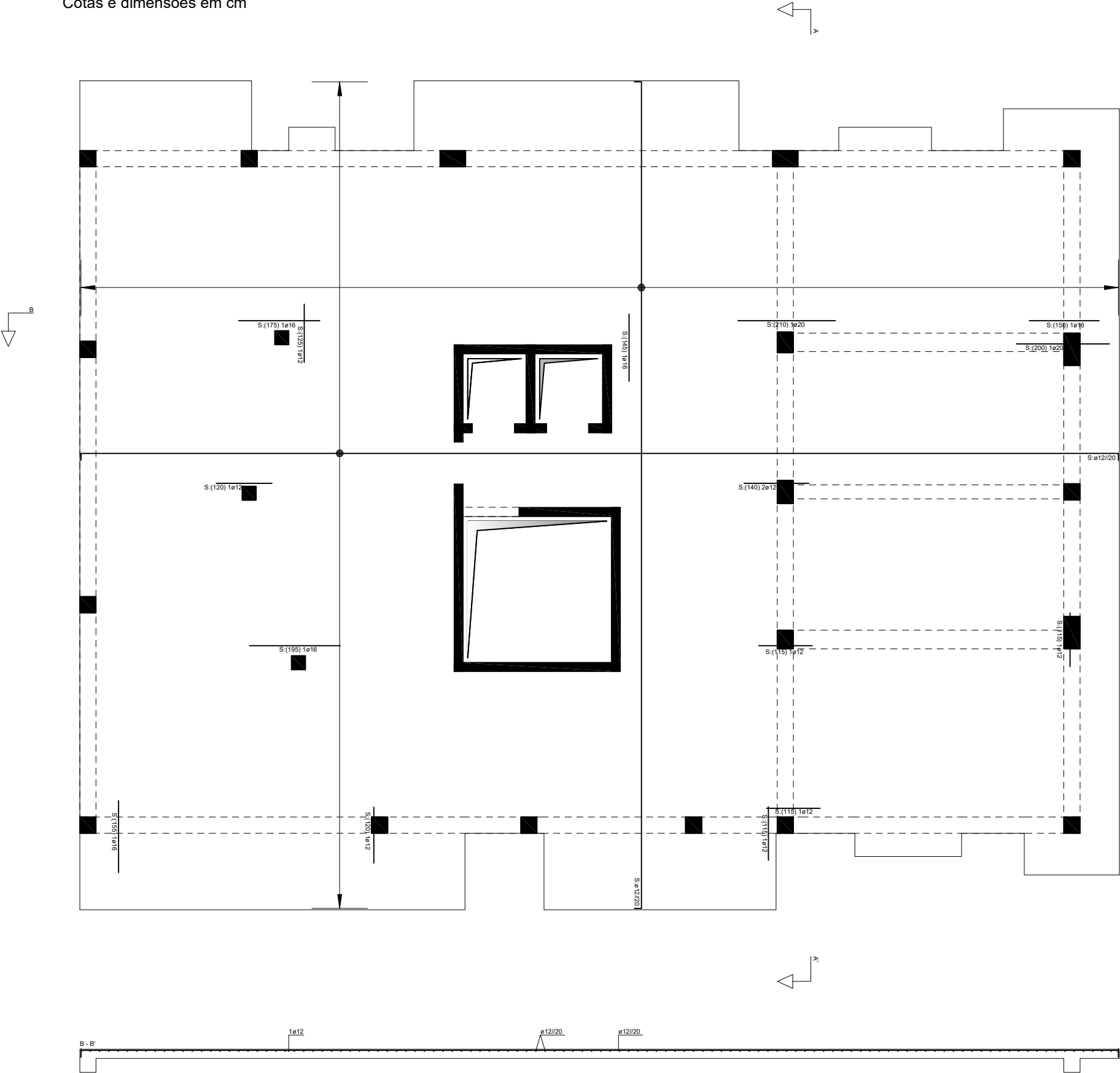
MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Armadura da Face Inferior Cota 0
Setembro 2017		Desenho nº 39 Formato A3

LAJE DO PISO 280
Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Superior



NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente
- em corte: ■
em plano: □

MATERIAIS:

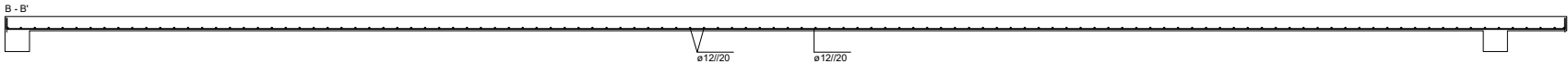
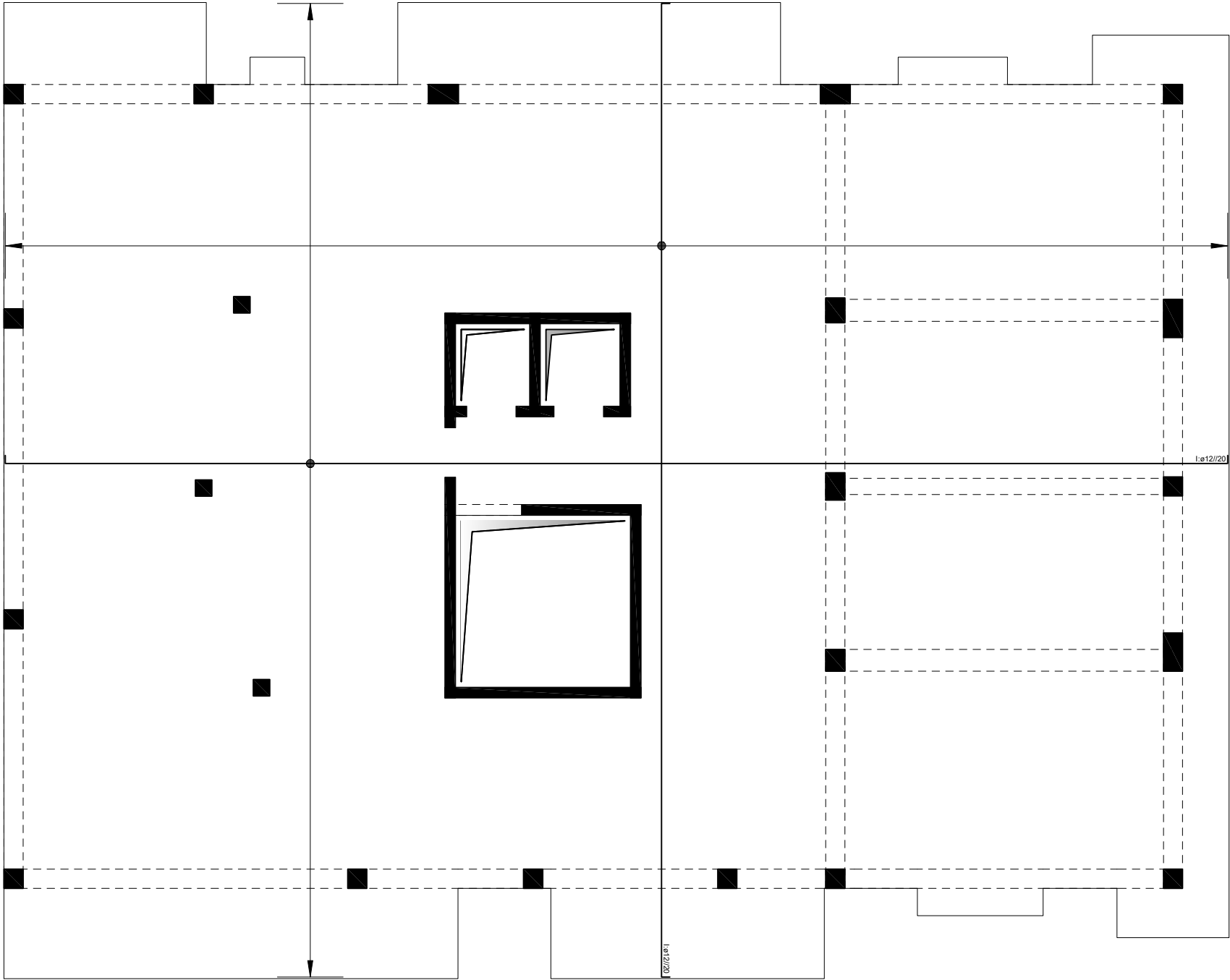
- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
- Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Linteis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Armadura da Face Superior Cota 280
Setembro 2017		Desenho nº 40
		Formato A3

LAJE DO PISO 280

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Inferior



NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
- em corte: ■
em plano: □
- Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
- em corte: ■
em plano: □
- Mci - Mudo de cave i
em corte: ■
em plano: □
- Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
- Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:
Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

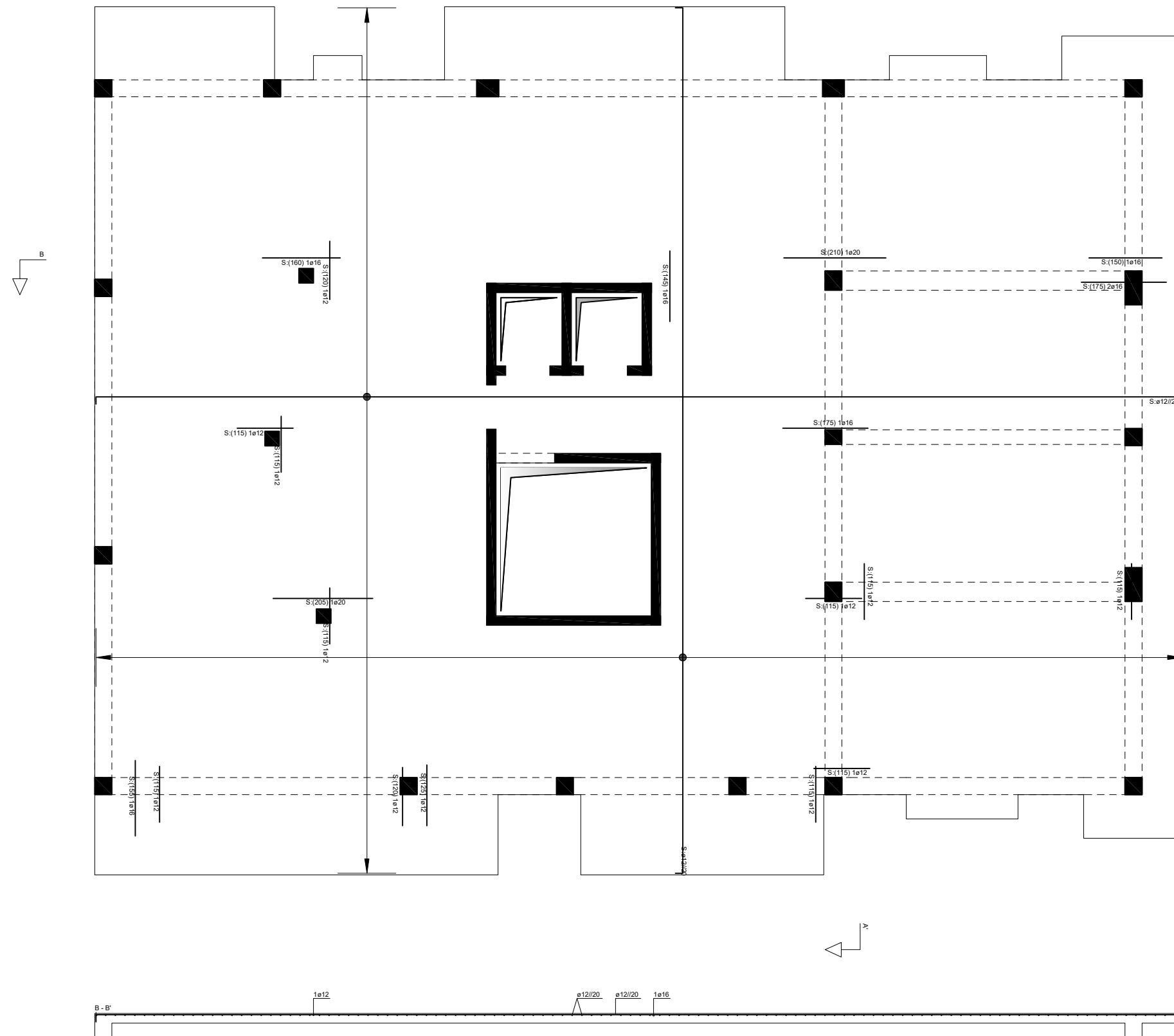
Escala 1/100

Descrição:
Armadura da Face Inferior
Cota 280

Desenho nº
41

Formato A3

Cotas e dimensões em cm



- Aço
 - Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
 - Fundação
 - Lintéis de fundação
 - Muros de cave e paredes resistentes
 - Pilares, viga e lajes
- Argamassas
 - Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
 - Lajes: 2.5 cm
 - Muros de cave: 5.0 cm
 - Linteis de fundação e sapatas: 5.0 cm
 - Paredes resistentes: 3.0 cm
 - Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:

Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/100

	Descrição:
--	------------

Armadura da Face Superior
Cota 560

Desenho n°

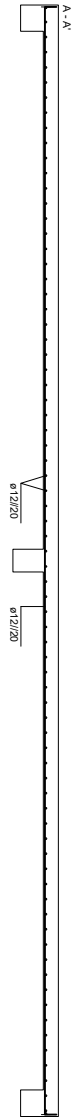
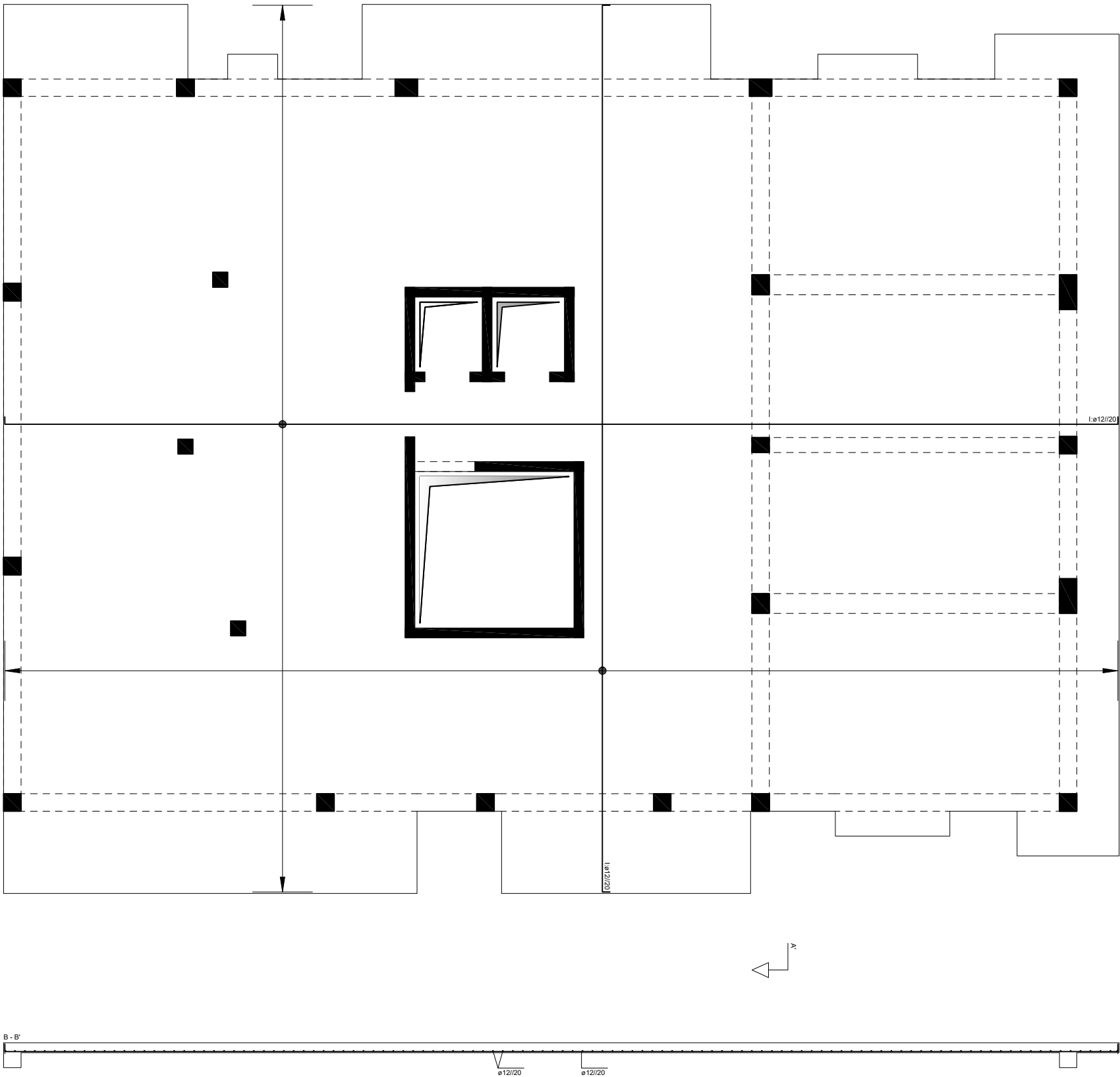
42

Formato A3

LAJE DO PISO 560

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Inferior



NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:
Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/100

Descrição:
Armadura da Face Inferior
Cota 560

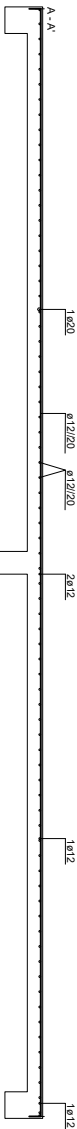
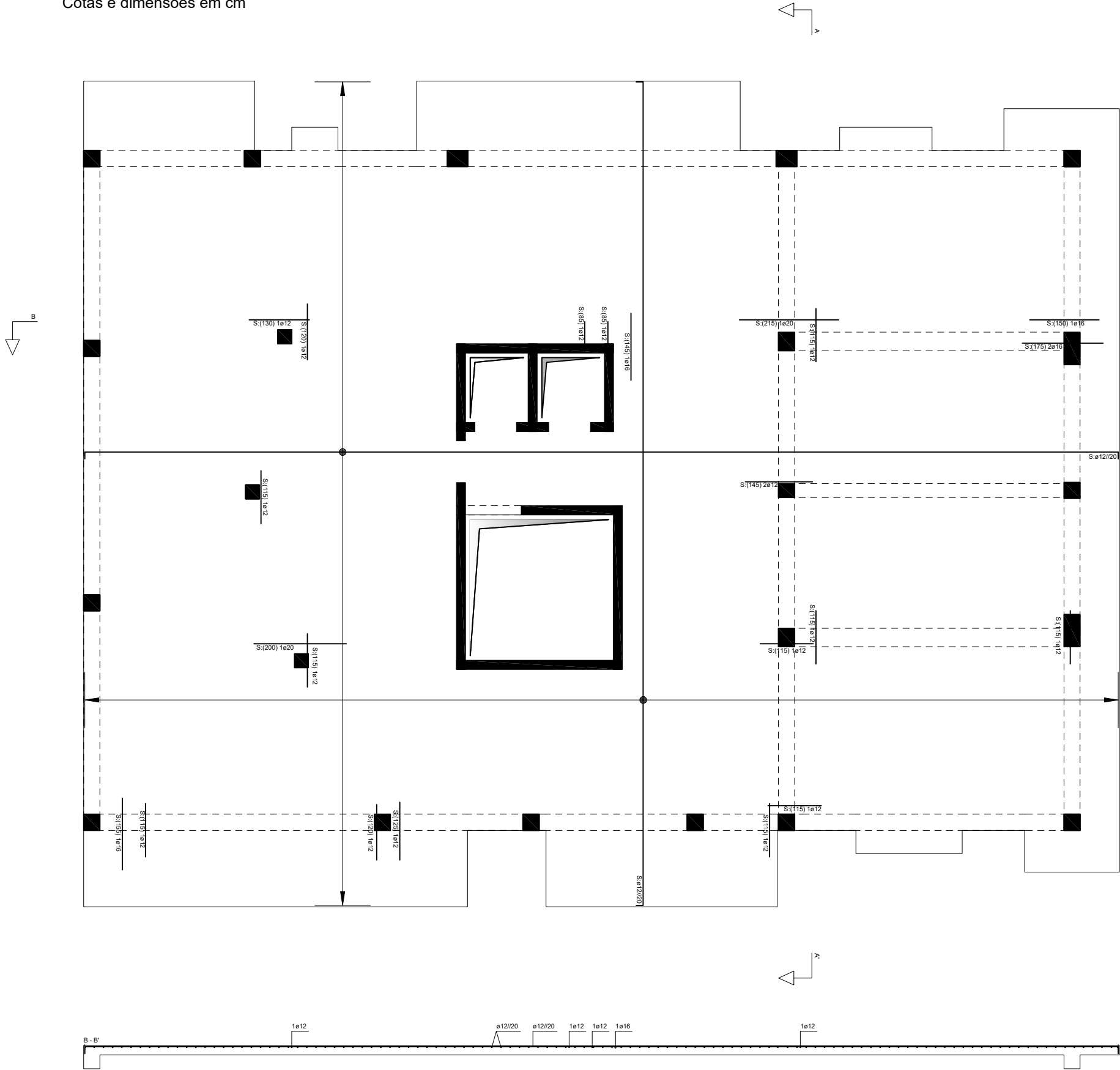
Desenho nº
43

Formato A3

LAJE DO PISO 840

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Superior




NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente
- em corte: ■
em plano: □

MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
- Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
- Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

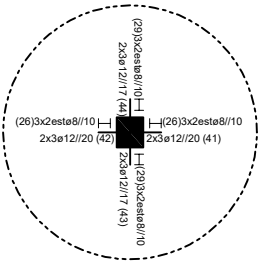
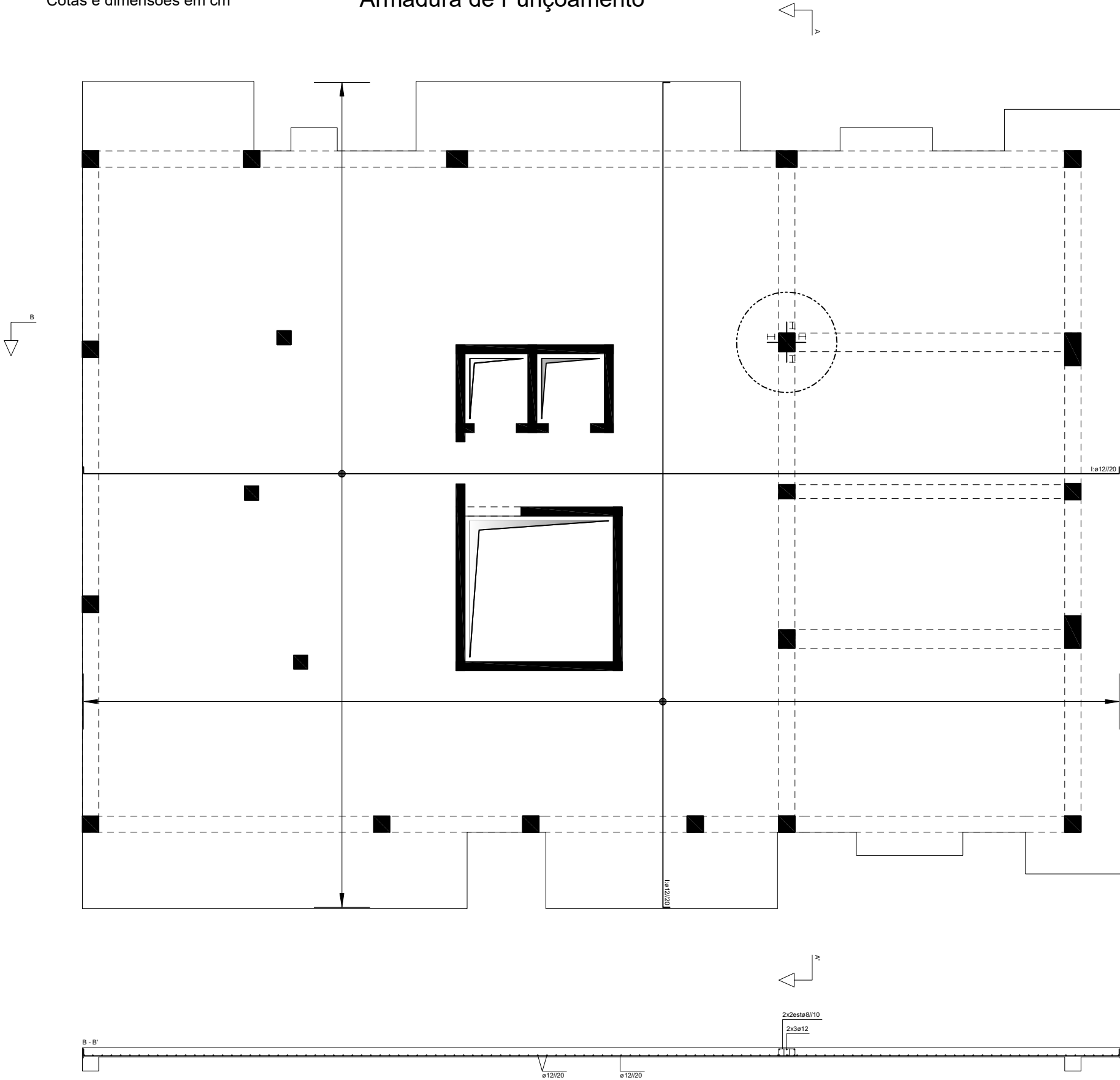
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Armadura da Face Superior Cota 840
Setembro 2017		Desenho nº 44 Formato A3

LAJE DO PISO 840

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Inferior

Armadura de Punçoamento



NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente
- em corte: ■
em plano: □

MATERIAIS:

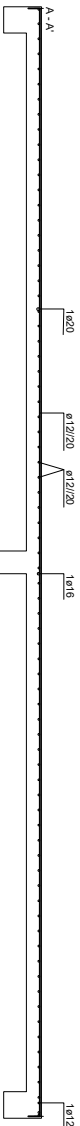
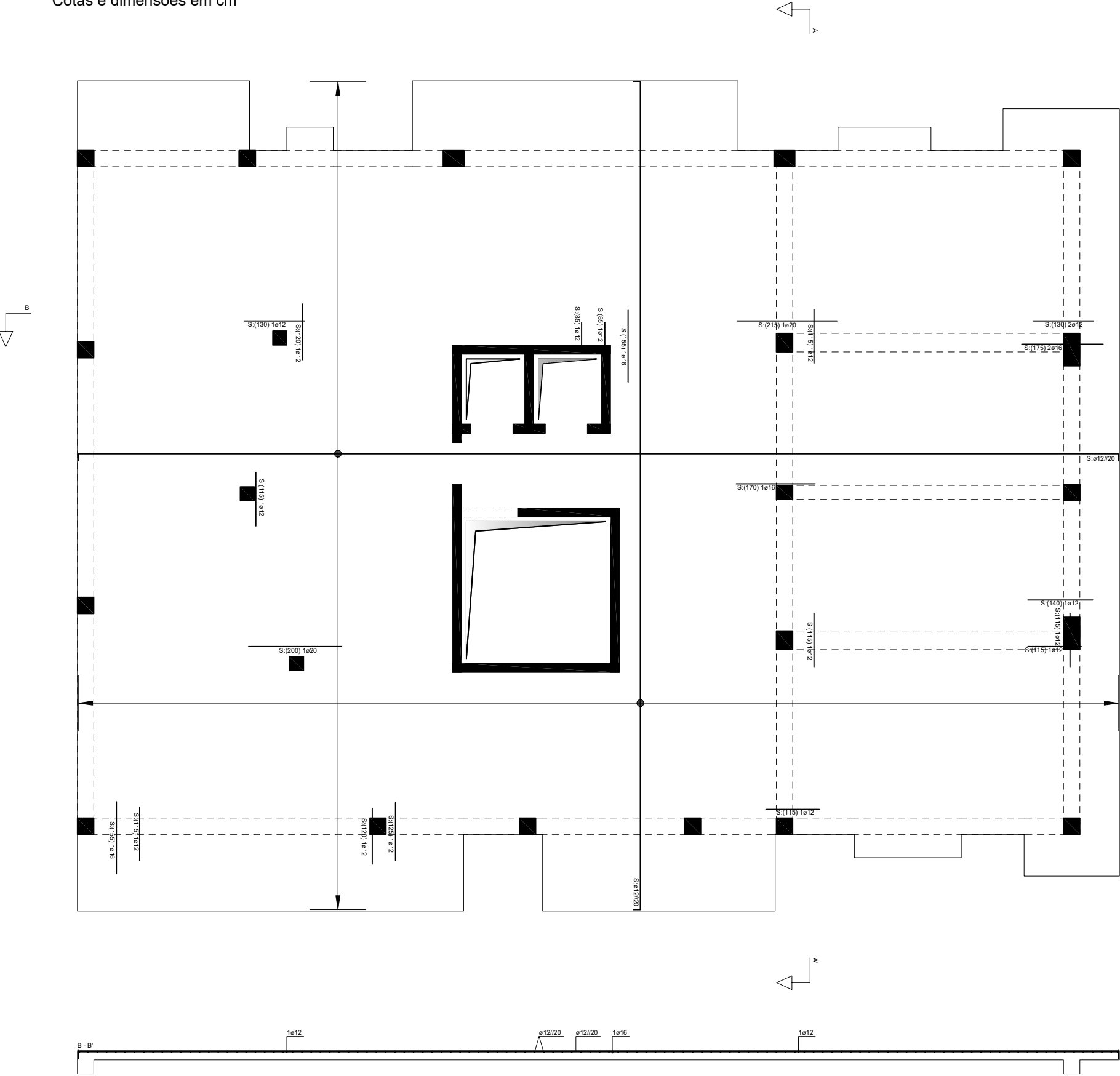
- Aço Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30) Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Armadura da Face Inferior Armadura de Punçoamento Cota 840
Setembro 2017		Desenho nº 45 Formato A3

LAJE DO PISO 1120

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Superior



LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

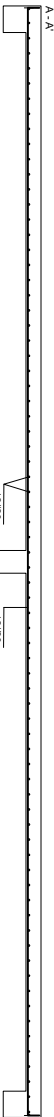
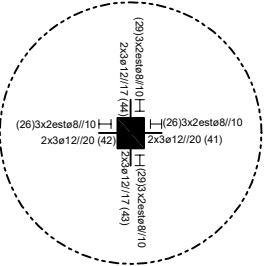
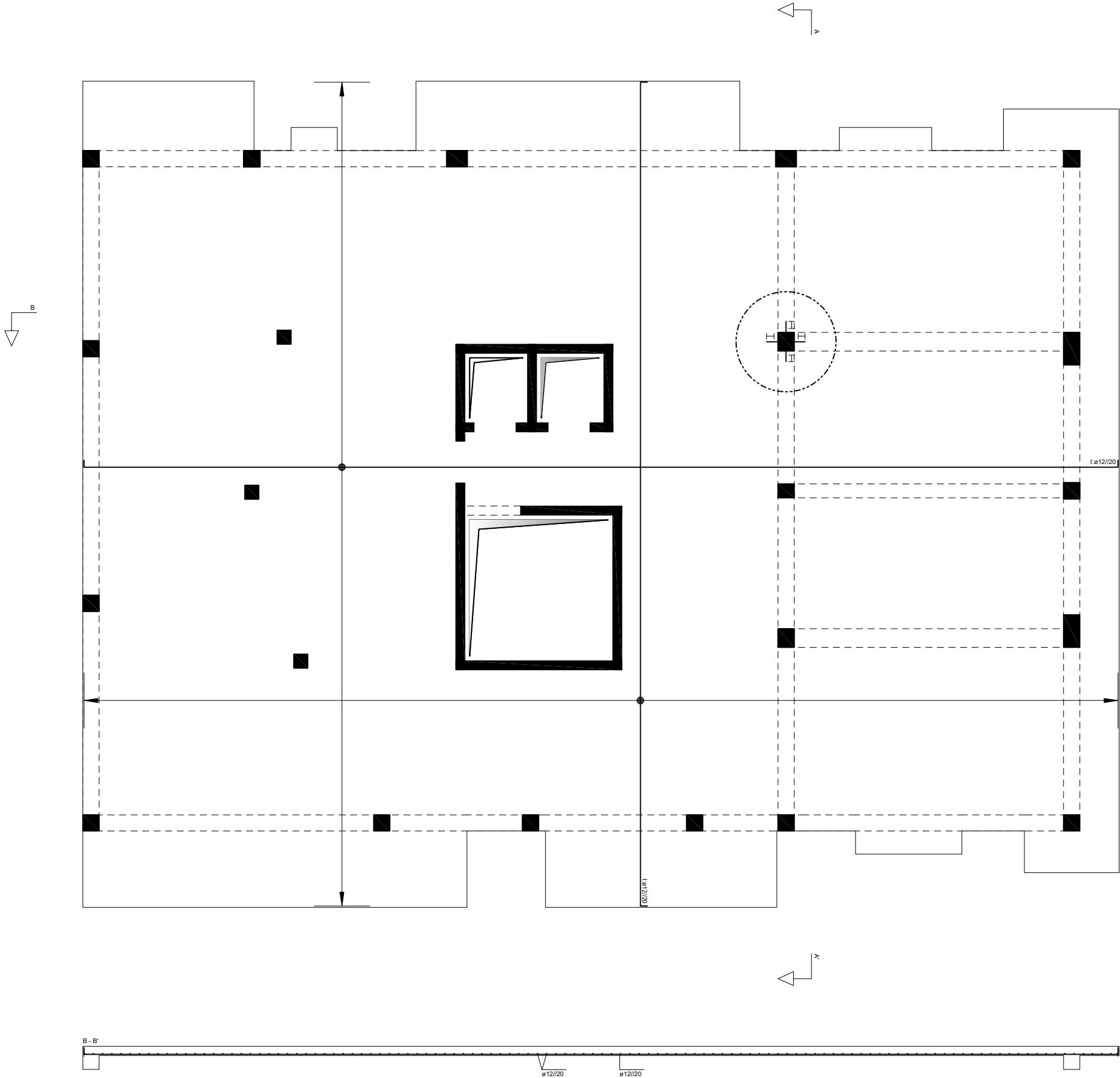
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Armadura da Face Superior Cota 1120
Setembro 2017		Desenho nº 46
		Formato A3

LAJE DO PISO 1120

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Inferior

Armadura de Punçoamento




NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

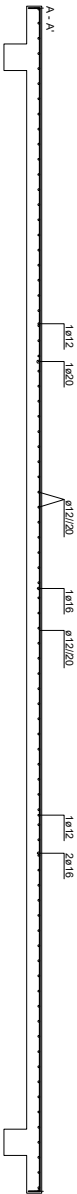
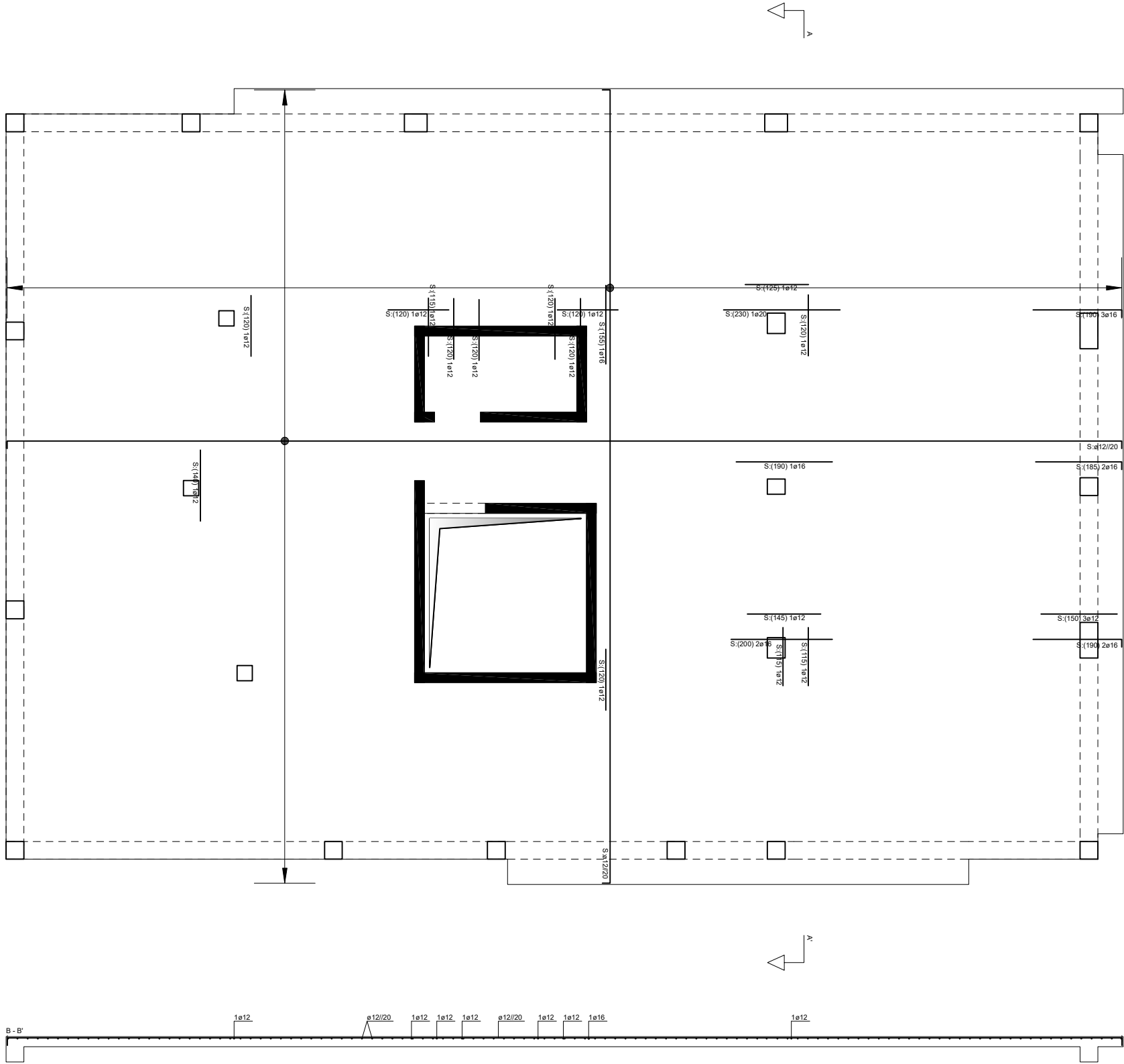
- Aço Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30) Fundação Lintéis de fundação Muros de cave e paredes resistentes Pilares, viga e lajes
-Argamassas Assentamentos de tijolo furado em plano de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos Lajes: 2.5 cm Muros de cave: 5.0 cm Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm Paredes resistentes: 3.0 cm Pilares e vigas: 3.0 cm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Armadura da Face Inferior Armadura de Punçoamento Cota 1120
Setembro 2017		Desenho nº 47 Formato A3

LAJE DO PISO 1400

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Superior



NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:
Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/100

Descrição:
Armadura da Face Superior
Cota 1400

Desenho nº
48

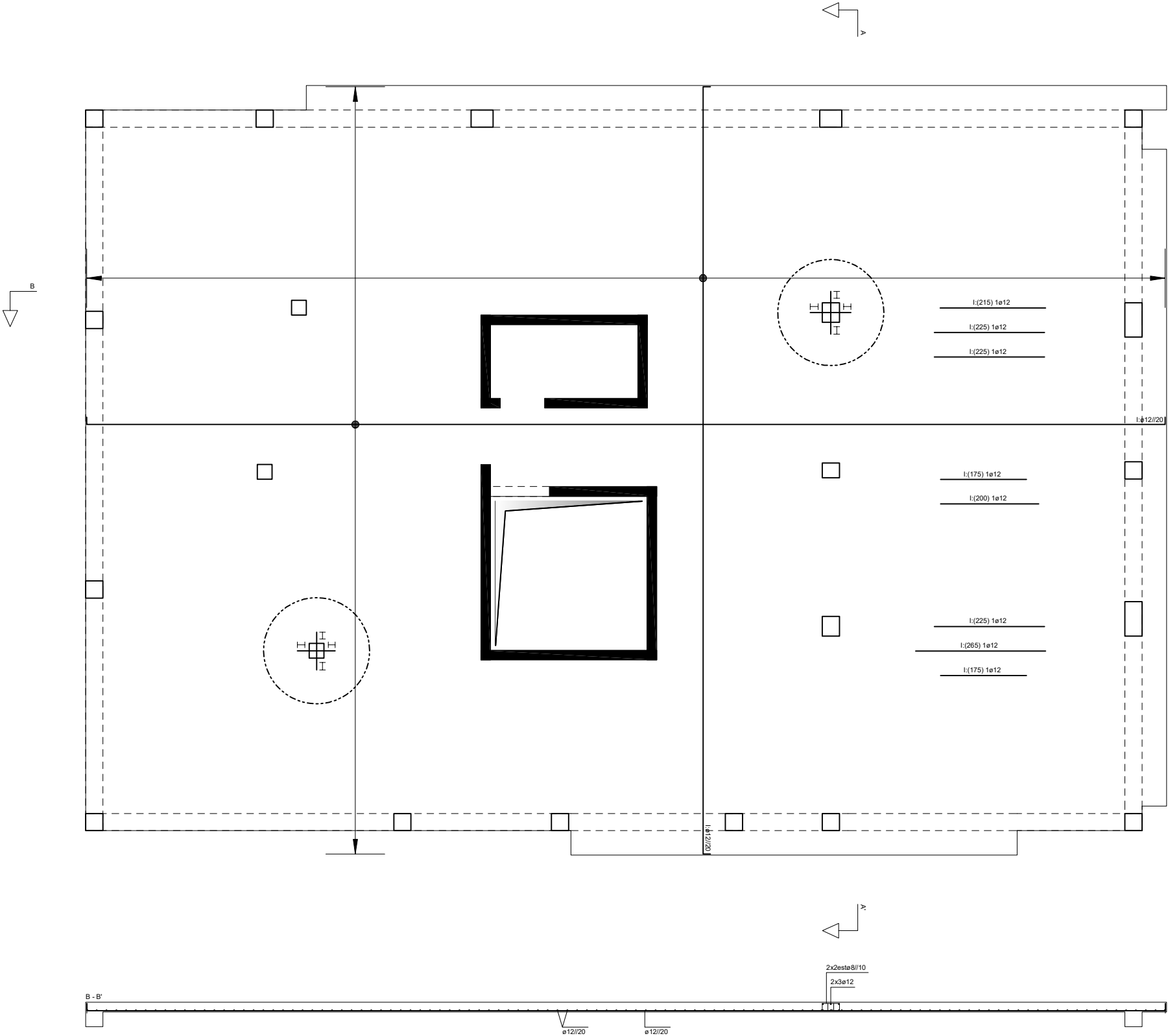
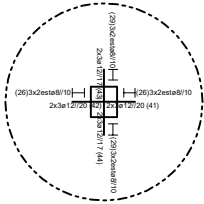
Formato A3

LAJE DO PISO 1400

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Inferior

Armadura de Punção



NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente

MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Covilhã | Portugal

Elaborado por:
Tatiana Filipa Mendes Carvalho

Setembro 2017

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Escala 1/100

Descrição:

Armadura da Face Inferior
Armadura de Punção
Cota 1400

Desenho nº

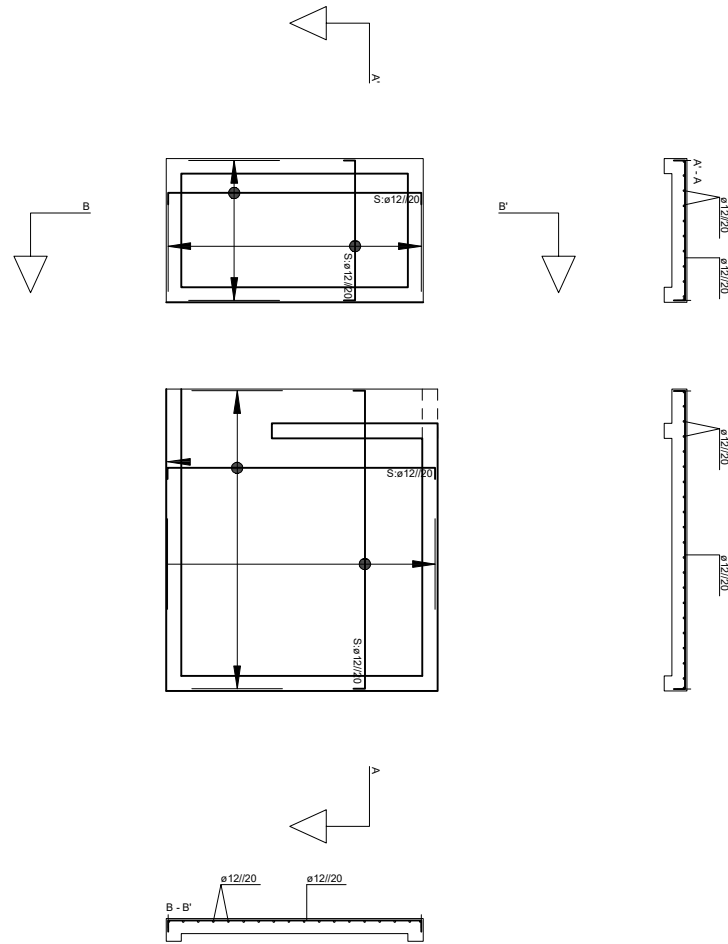
49

Formato A3

LAJE DO PISO 1680

Cotas e dimensões em cm

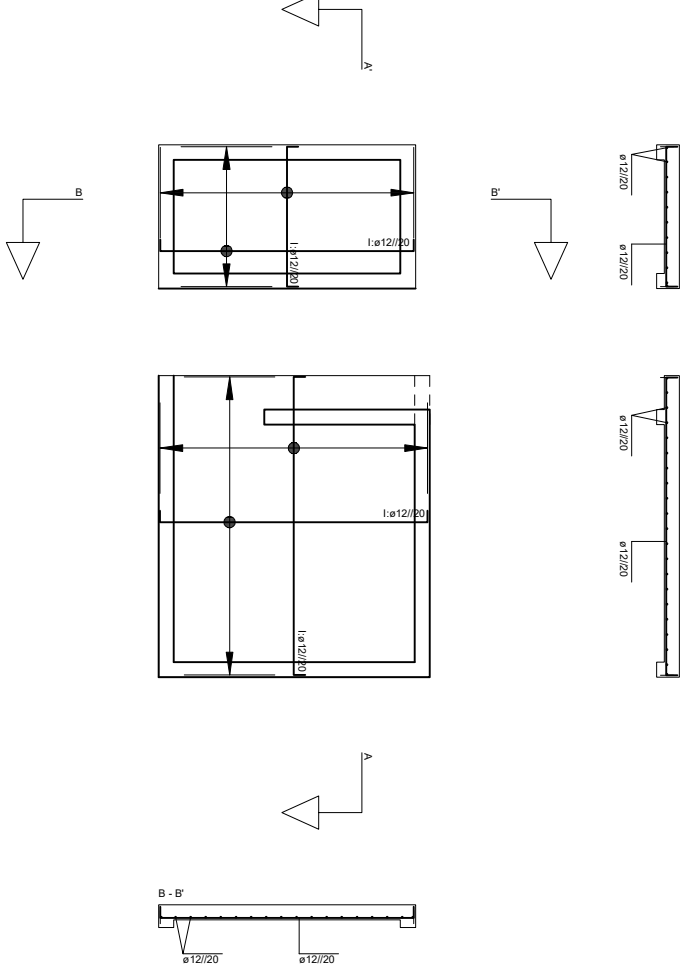
Armadura da Face Superior



LAJE DO PISO 1680

Cotas e dimensões em cm

Armadura da Face Inferior




NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LEGENDA:

- Si - Sapata i
Lmi - Laje maciça i
Pi - Pilar i
Lfi - Lintel de fundação i
Vi - Viga e Viga de laje i
Pri - Parede resistente i
Mci - Mudo de cave i
Spr - Sapata da parede resistente

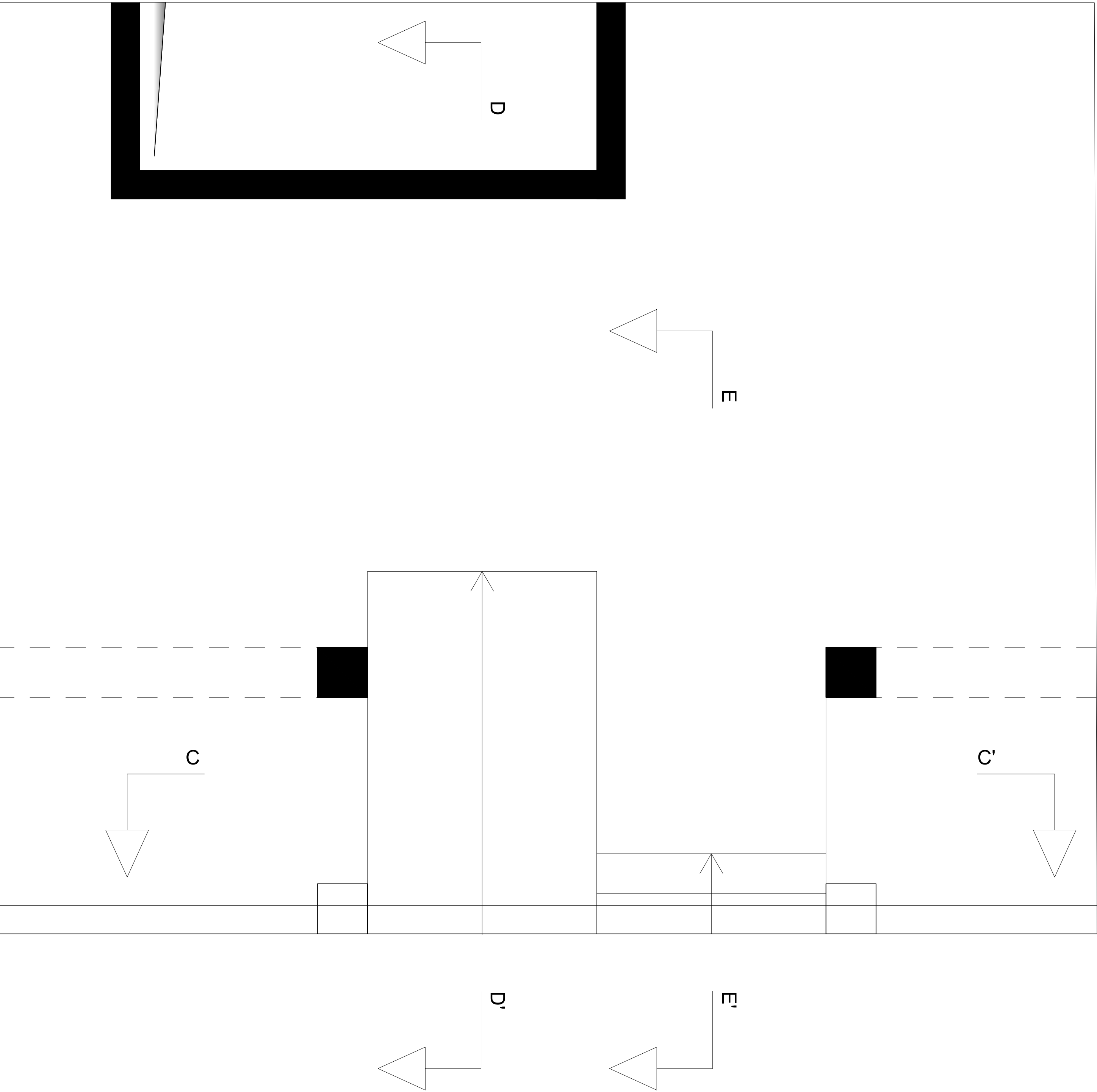
MATERIAIS:

- Aço
Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

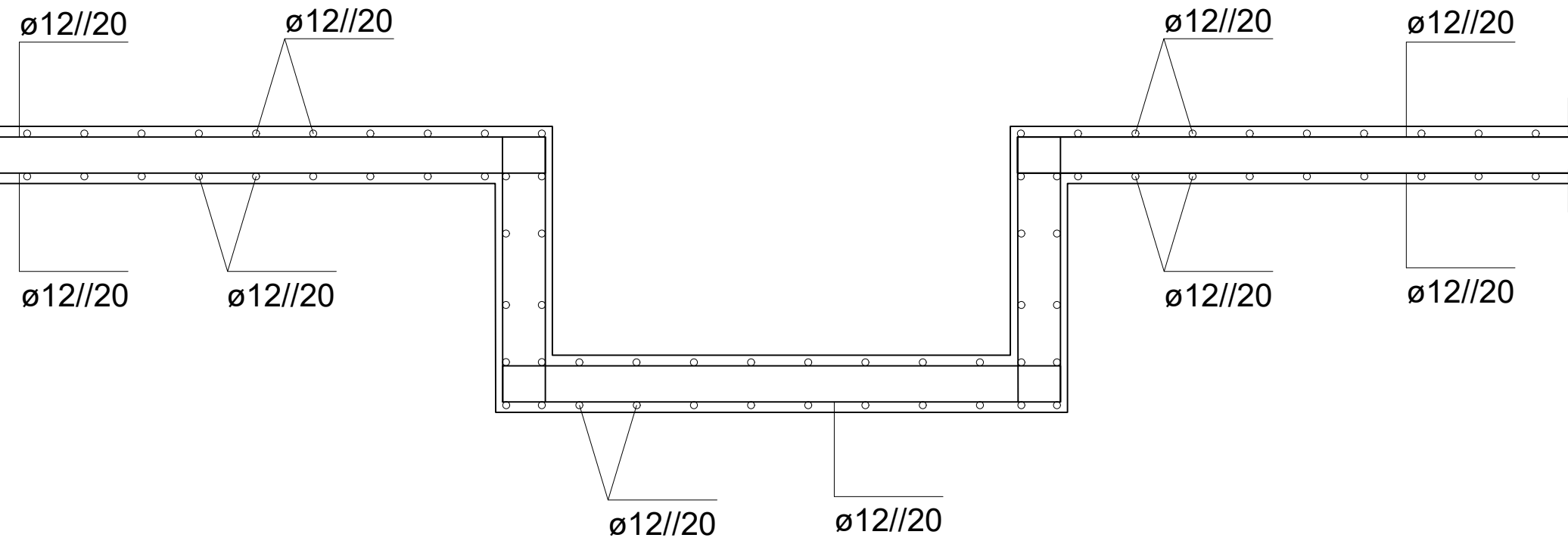
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/100
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Armadura da Face Superior Armadura da Face Inferior Cota 1680
Setembro 2017		Desenho nº 50 Formato A3

PORMENOR DA RAMPA E DA ESCADA

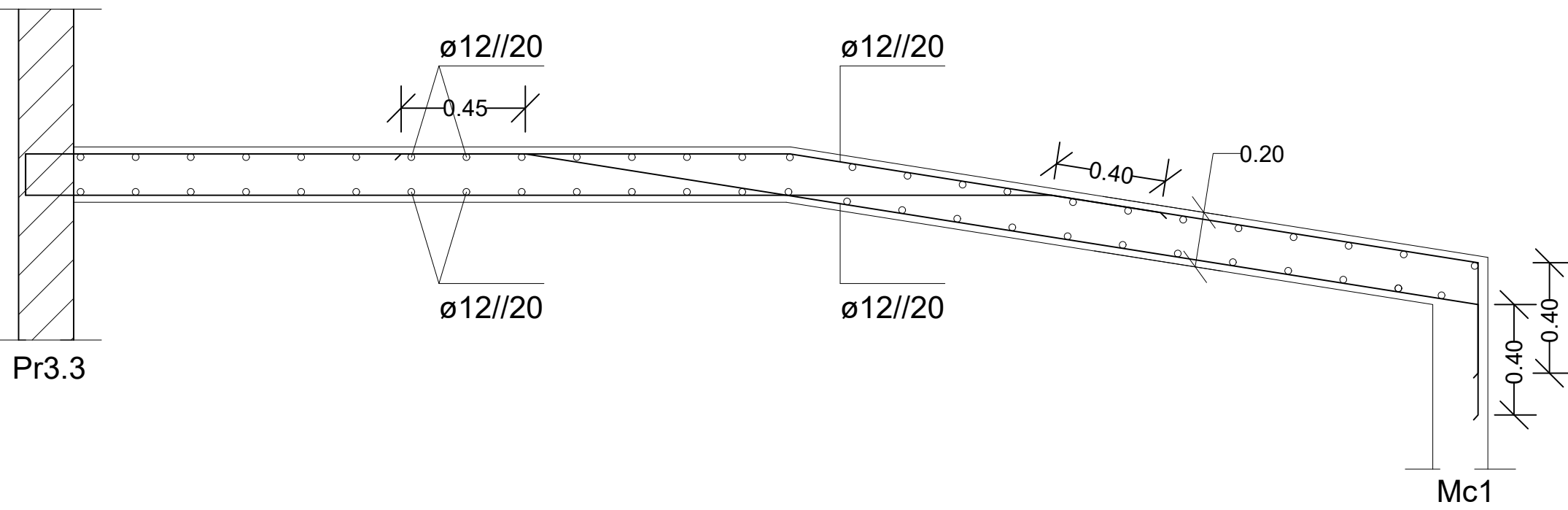
Cotas e distâncias em m



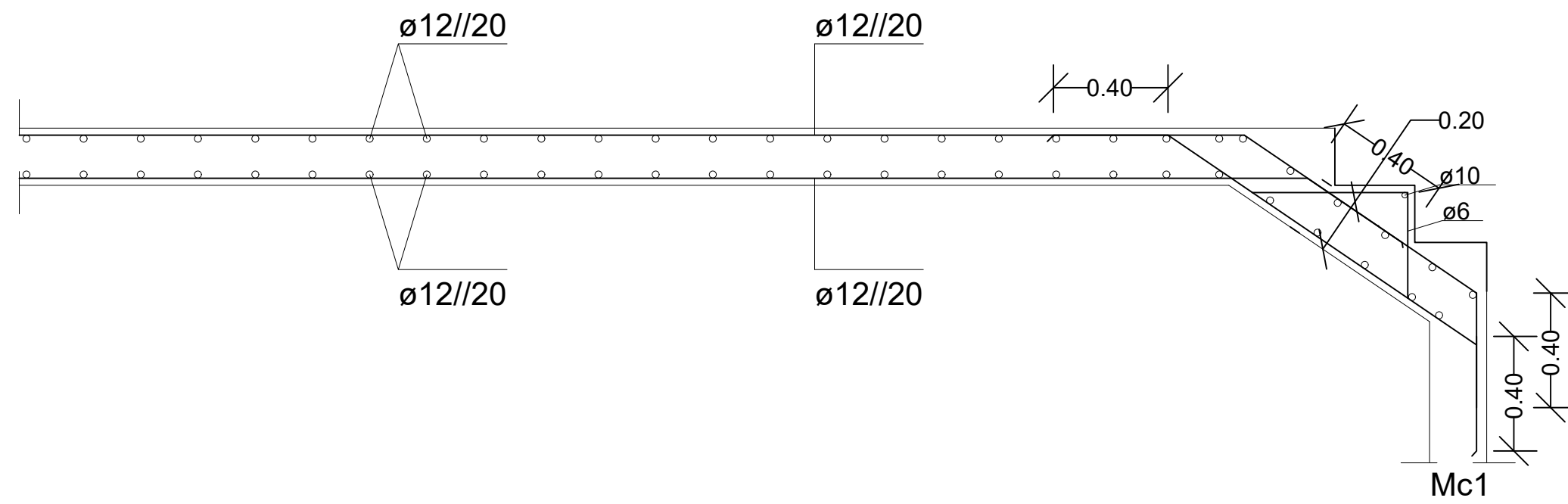
C - C'



D - D'



E - E'



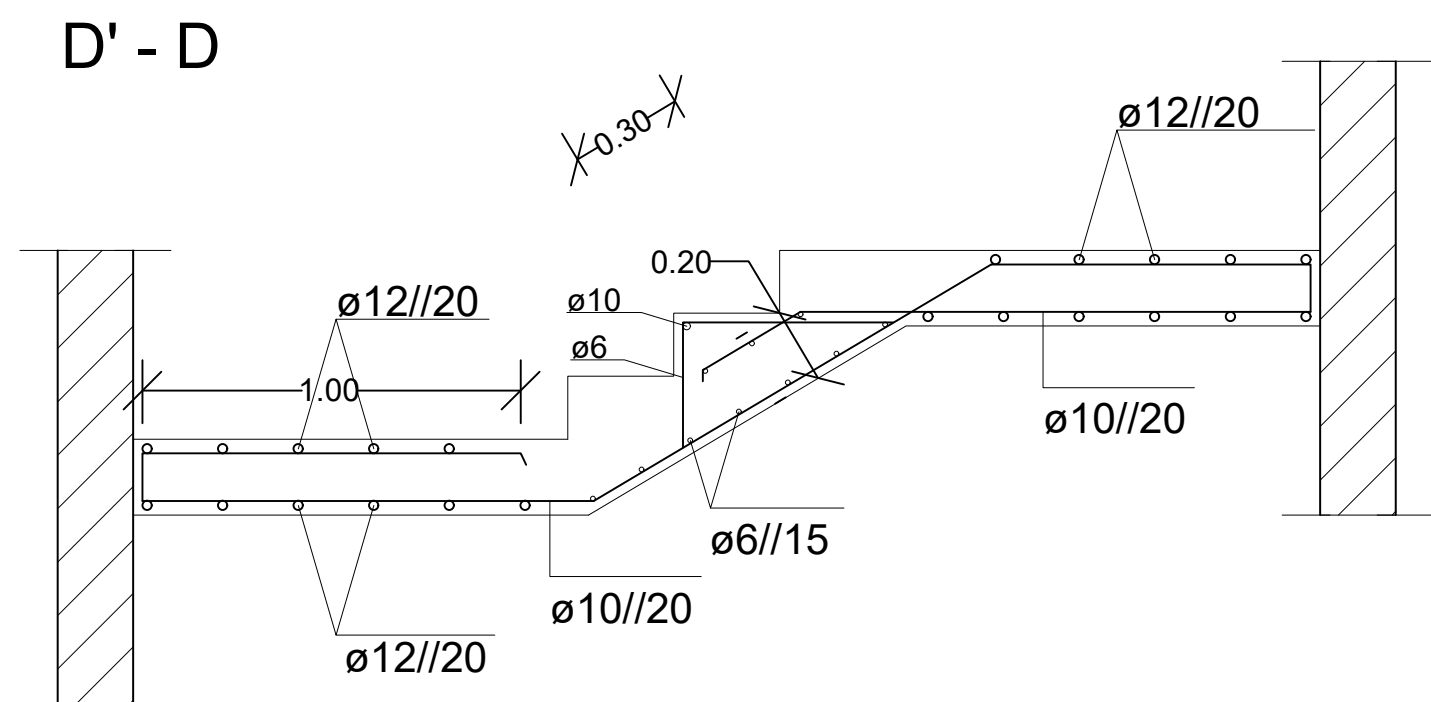
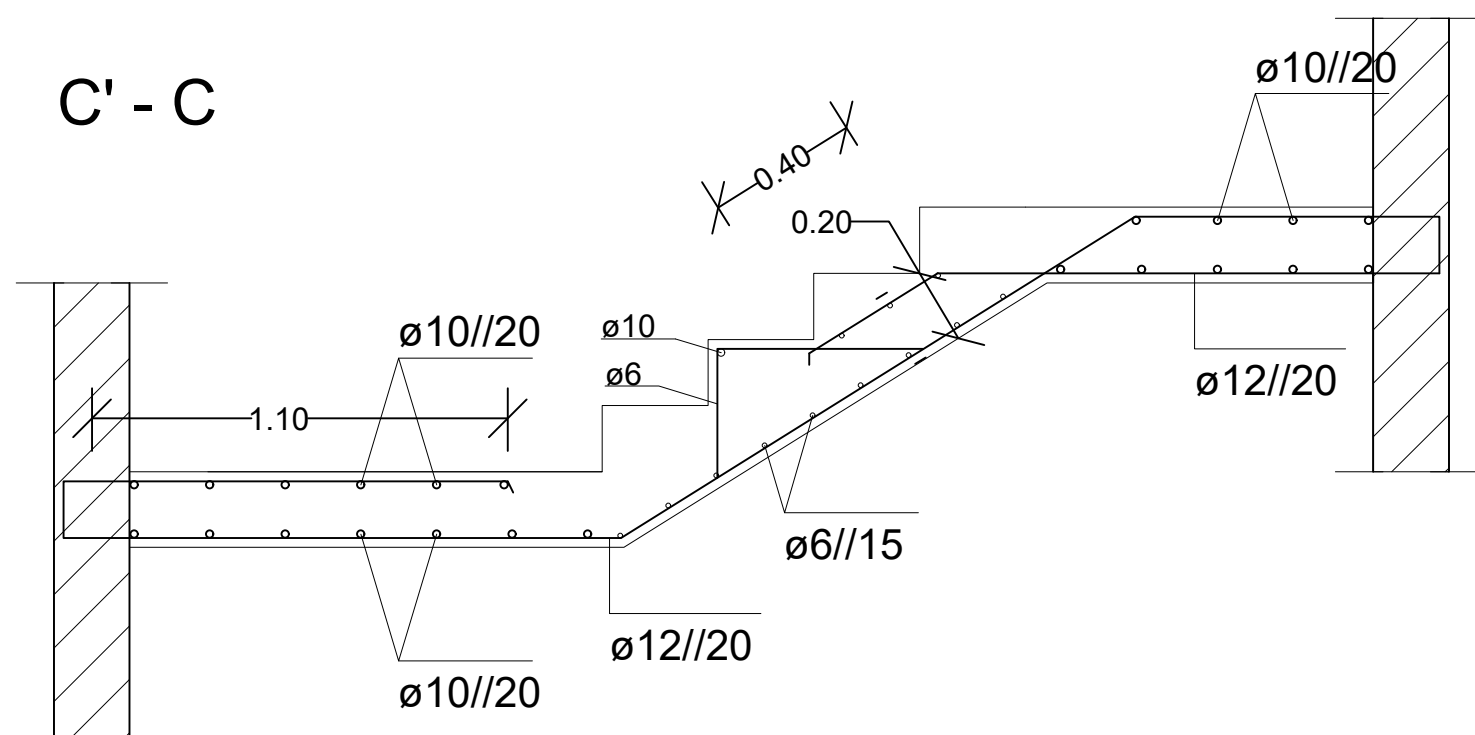
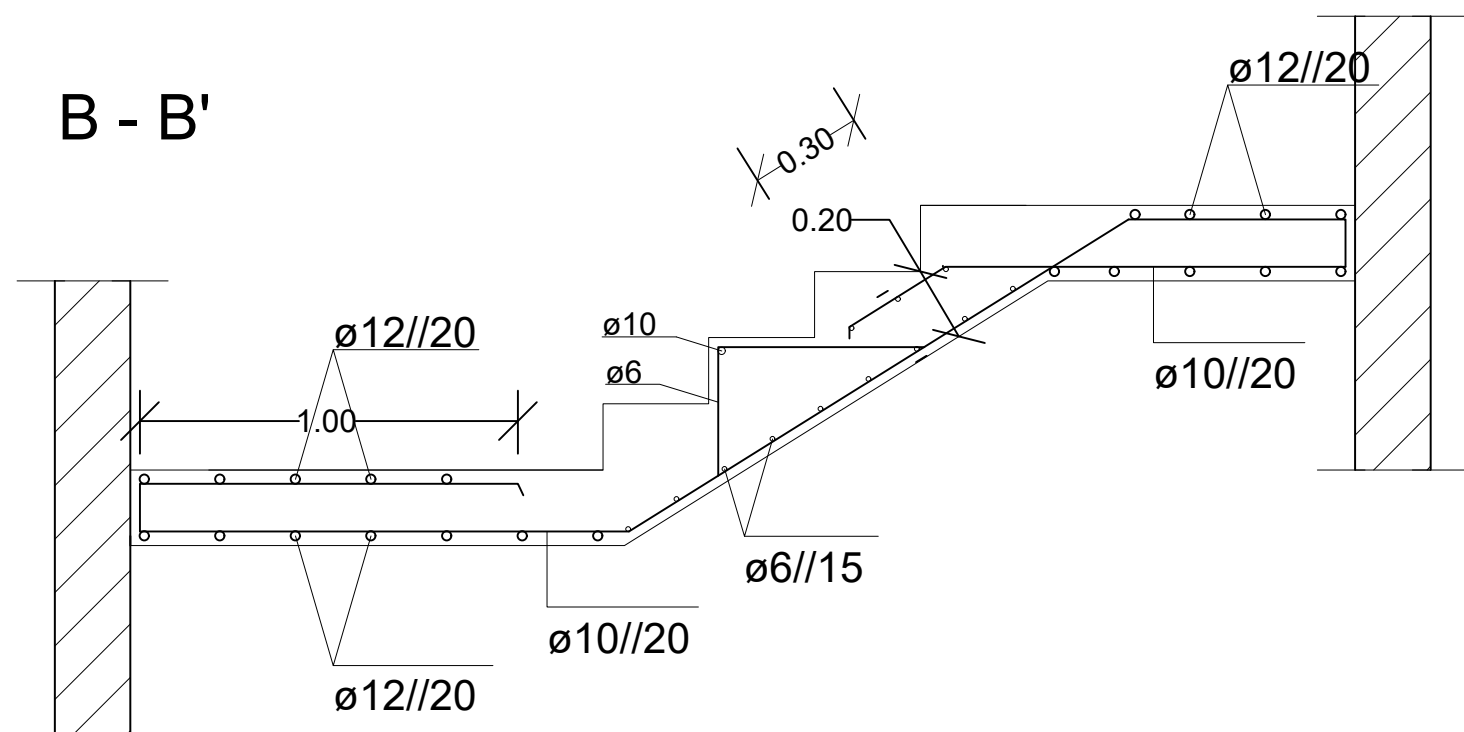
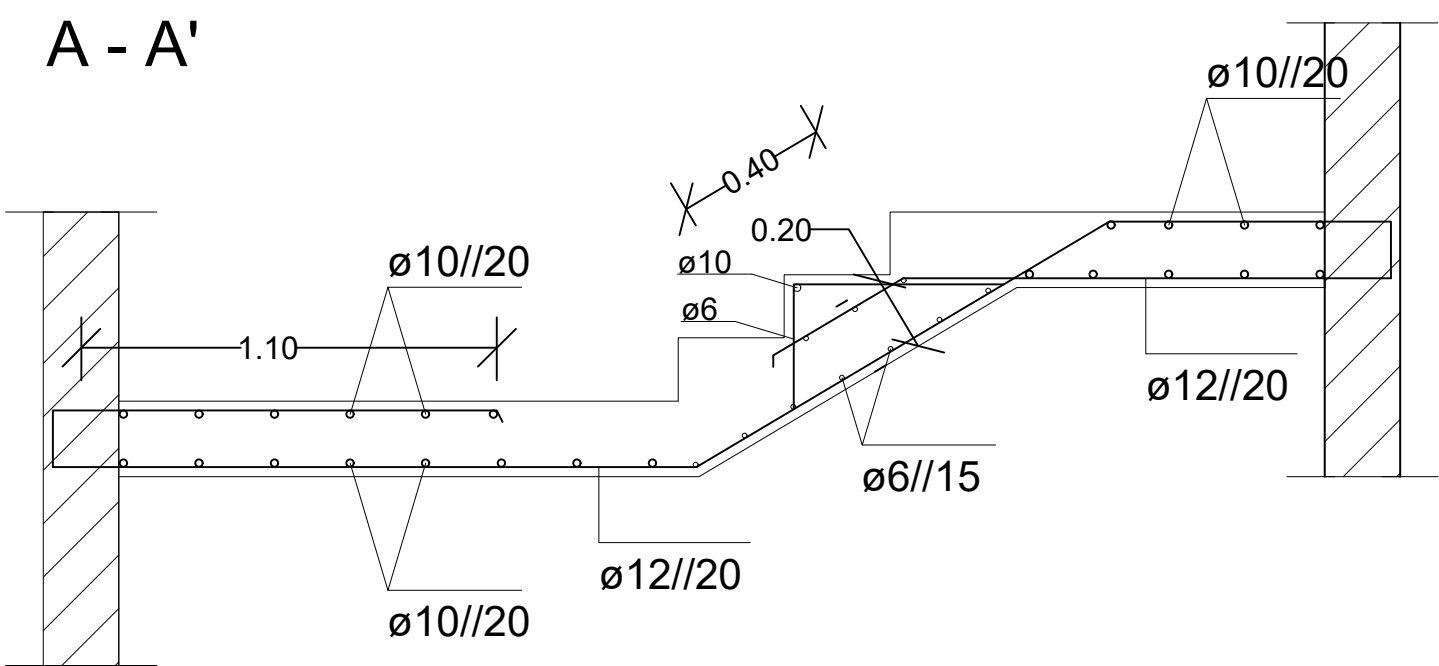
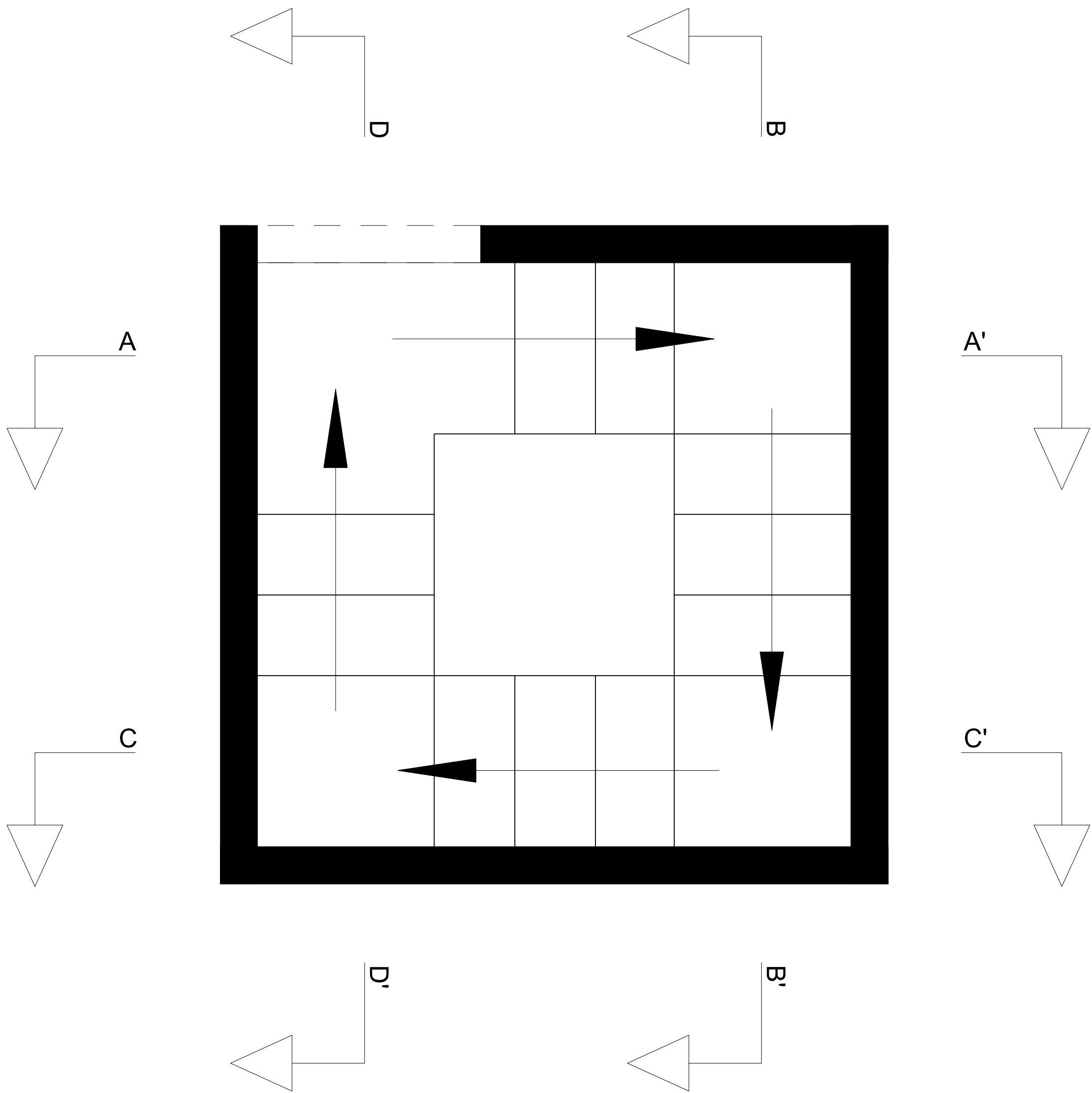
LEGENDA:		MATERIAIS:	
SI - Sapata I		-Aço	Armaduras Ordinárias: A400NR
Lmi - Laje maciça I		-Betão (C25/30)	Armaduras Ordinárias: A400NR
PI - Pilar I			
	em corte: ■		
Lfi - Lintel de fundação I			
Vi - Viga e Viga de laje I			
Pri - Parede resistente I			
	em corte: ■		
	em plano: □		
Mci - Muro de cave I			
	em corte: ■		
Spr - Sapata da parede resistente			
	em plano: □		

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais deverá-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação		
Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho Setembro 2017	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/20
	Descrição: Pormenor da rampa e da escada	Desenho nº 51
		Formato A1

PORMENOR DOS LANCES DE ESCADA NA ZONA DOS ESTACIONAMENTOS

Cotas e distâncias em m



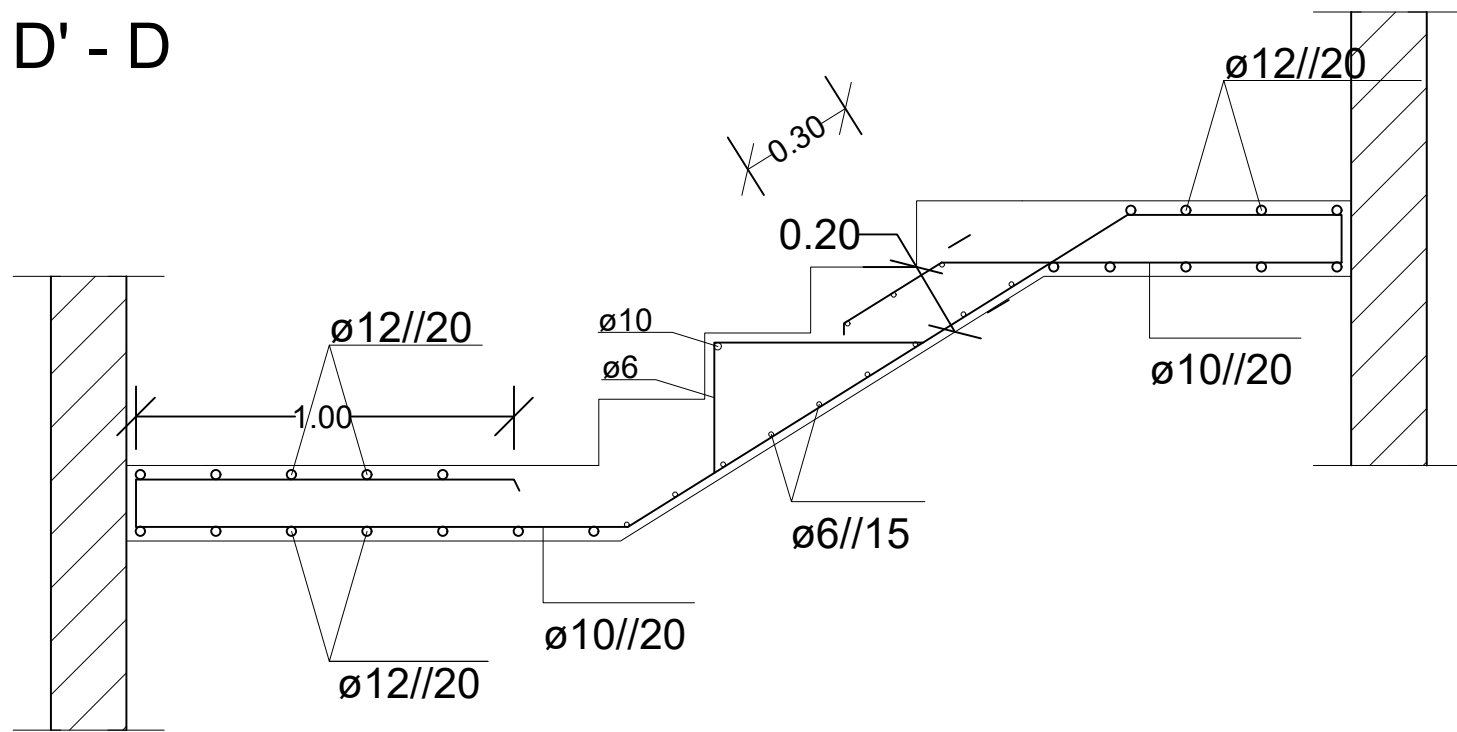
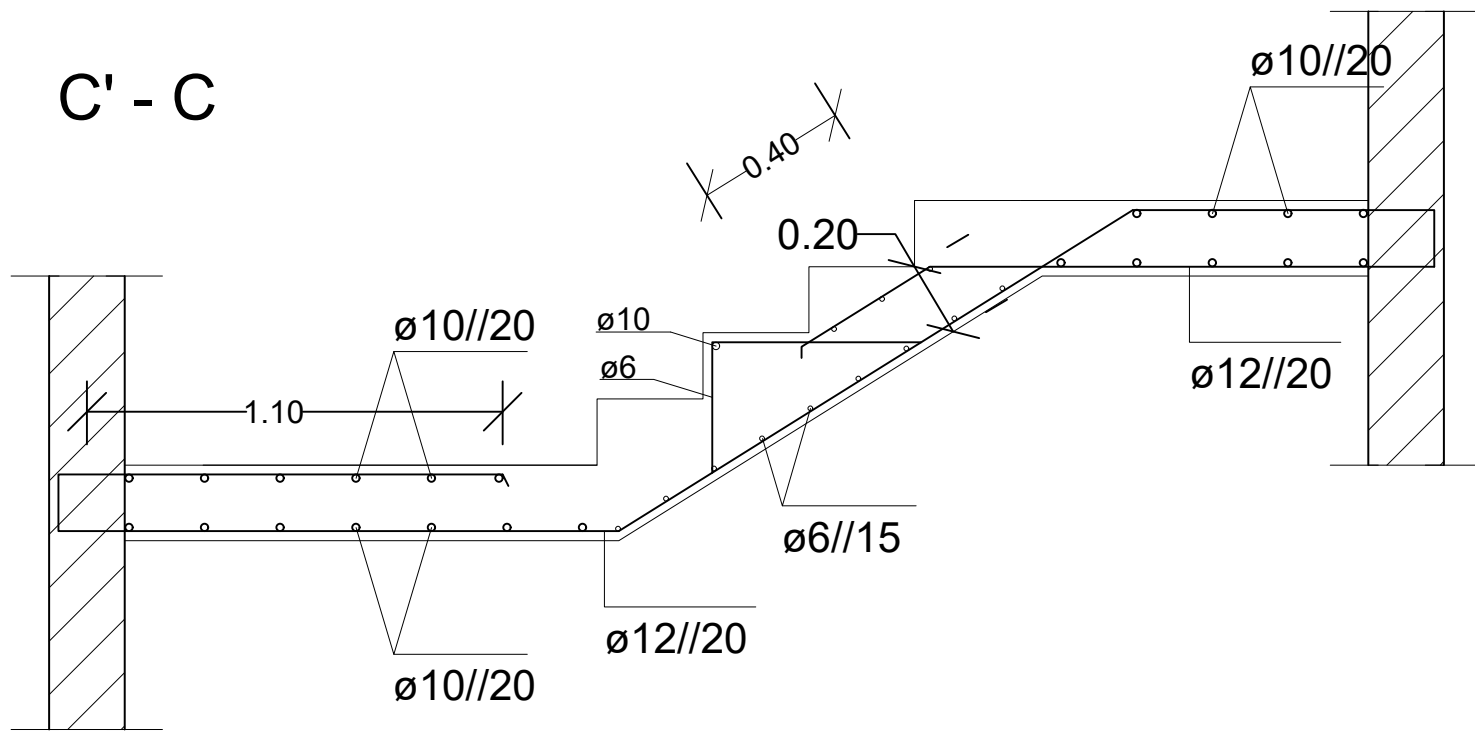
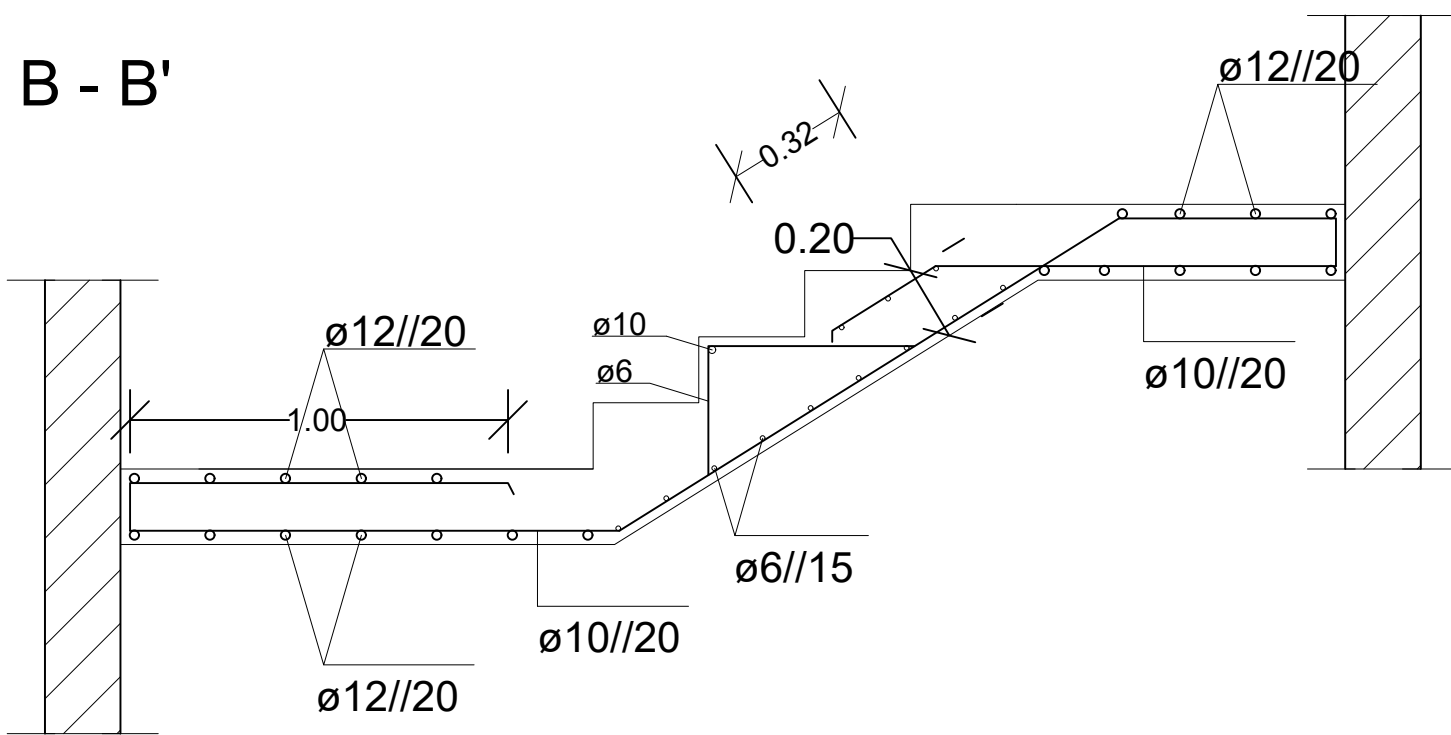
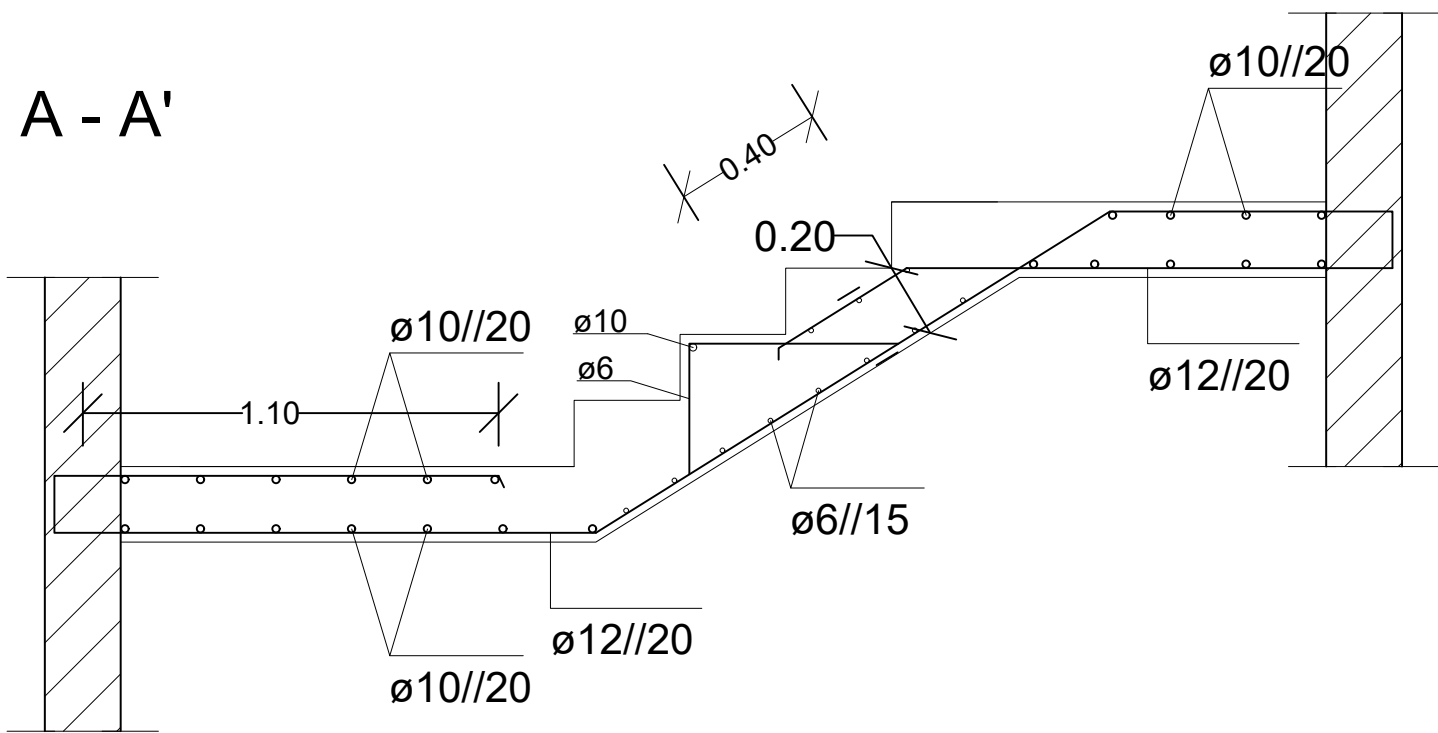
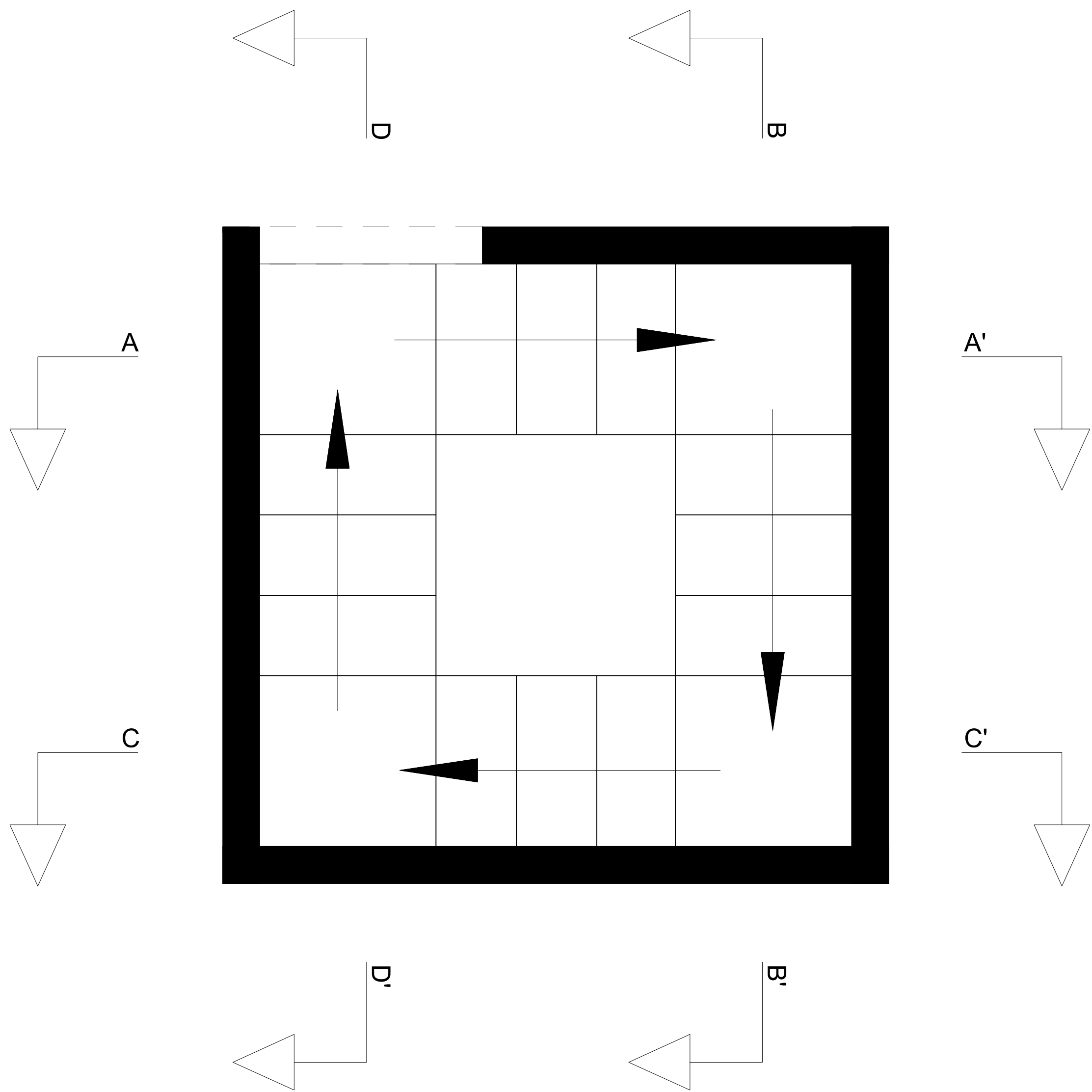
LEGENDA:		MATERIAIS:	
SI - Sapata I		-Aço	Armaduras Ordinárias: A400NR
Lmi - Laje maciça I		-Betão (C25/30)	Armaduras Ordinárias: A400NR
PI - Pilar I			
	em corte: ■		
Lfi - Lintel de fundação I			
Vi - Viga e Viga de laje I			
Pri - Parede resistente I			
	em corte: ■		
	em plano: □		
Mci - Muro de cave I			
	em corte: ■		
Spr - Sapata da parede resistente			
	em plano: □		

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-á ter em conta os elementos arquitetónicos.

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação		
UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/20
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho	Descrição: Pormenor do lance de escada na zona dos estacionamento
	Setembro 2017	Desenho nº 52 Formato A1

PORMENOR DOS LANCES DE ESCADA NA ZONA DAS HABITAÇÕES

Cotas e distâncias em m



NOTA: A cota zero (0.00) está ao nível do piso Zero. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-á ter em conta os elementos arquitetónicos.

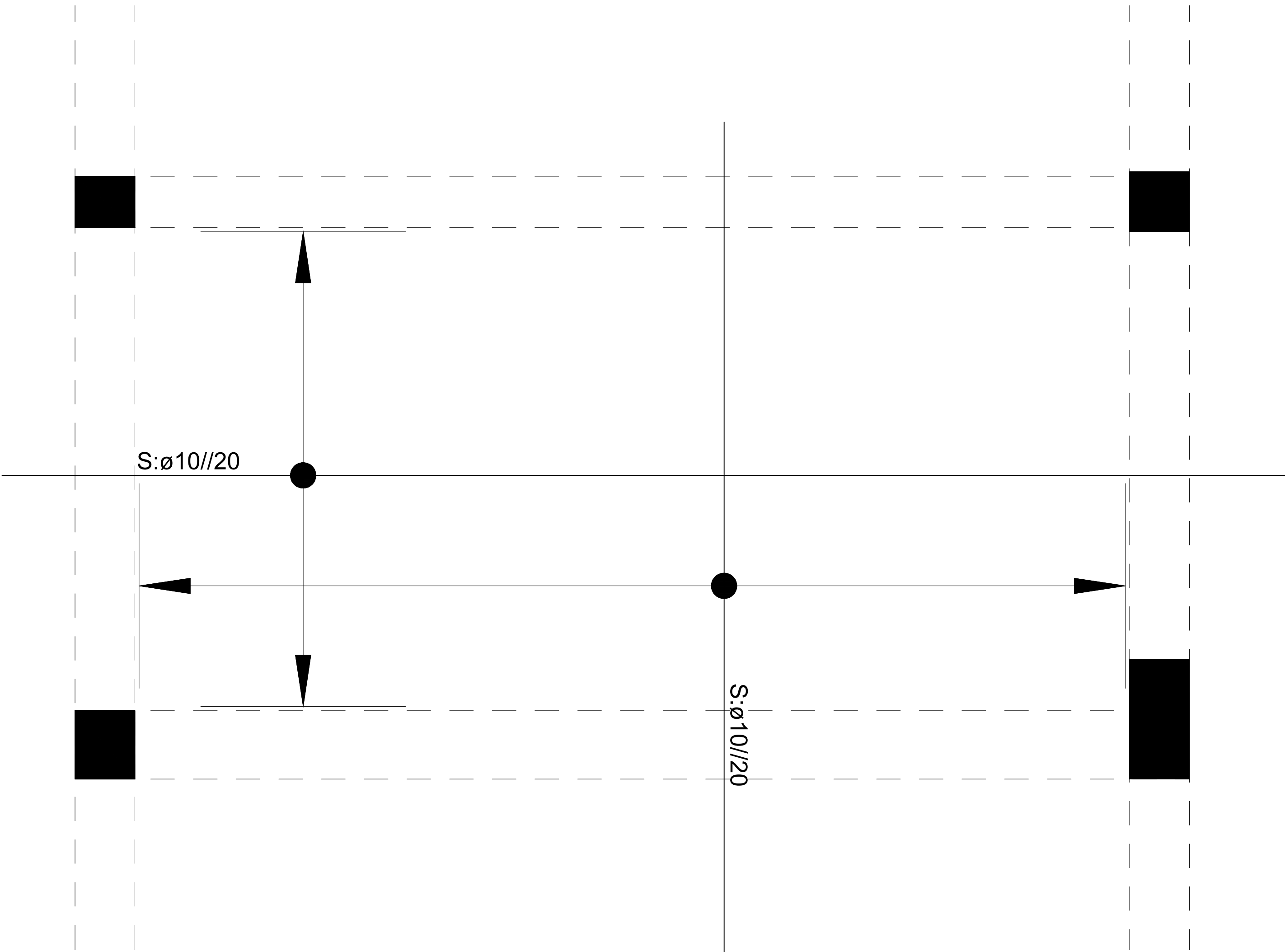
LEGENDA:		MATERIAIS:	
SI - Sapata I		-Aço	Armaduras Ordinárias: A400NR
Lmi - Laje maciça I		-Betão (C25/30)	Fundação
PI - Pilar I			Linéis de fundação
	em corte: ■		Muros de cave e paredes resistentes
Lfi - Lintel de fundação I	em plano: □		Pilares, viga e lajes
Vi - Viga e Viga de laje I			-Argamassas
Pri - Parede resistente I	em corte: ■		Assentamentos de tijolo furado em plano
	em plano: □		de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
Mci - Muro de cave I	em corte: ■		-Recobrimentos
	em plano: □		Lajes: 2.5 cm
Spr - Sapata da parede resistente			Muros de cave: 5.0 cm
			Linéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
			Paredes resistentes: 3.0 cm
			Pilares e vigas: 3.0 cm

Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação		
Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho Setembro 2017	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/20
	Descrição: Pormenor do lance de escada na zona das habitações	Desenho nº 53
		Formato A1

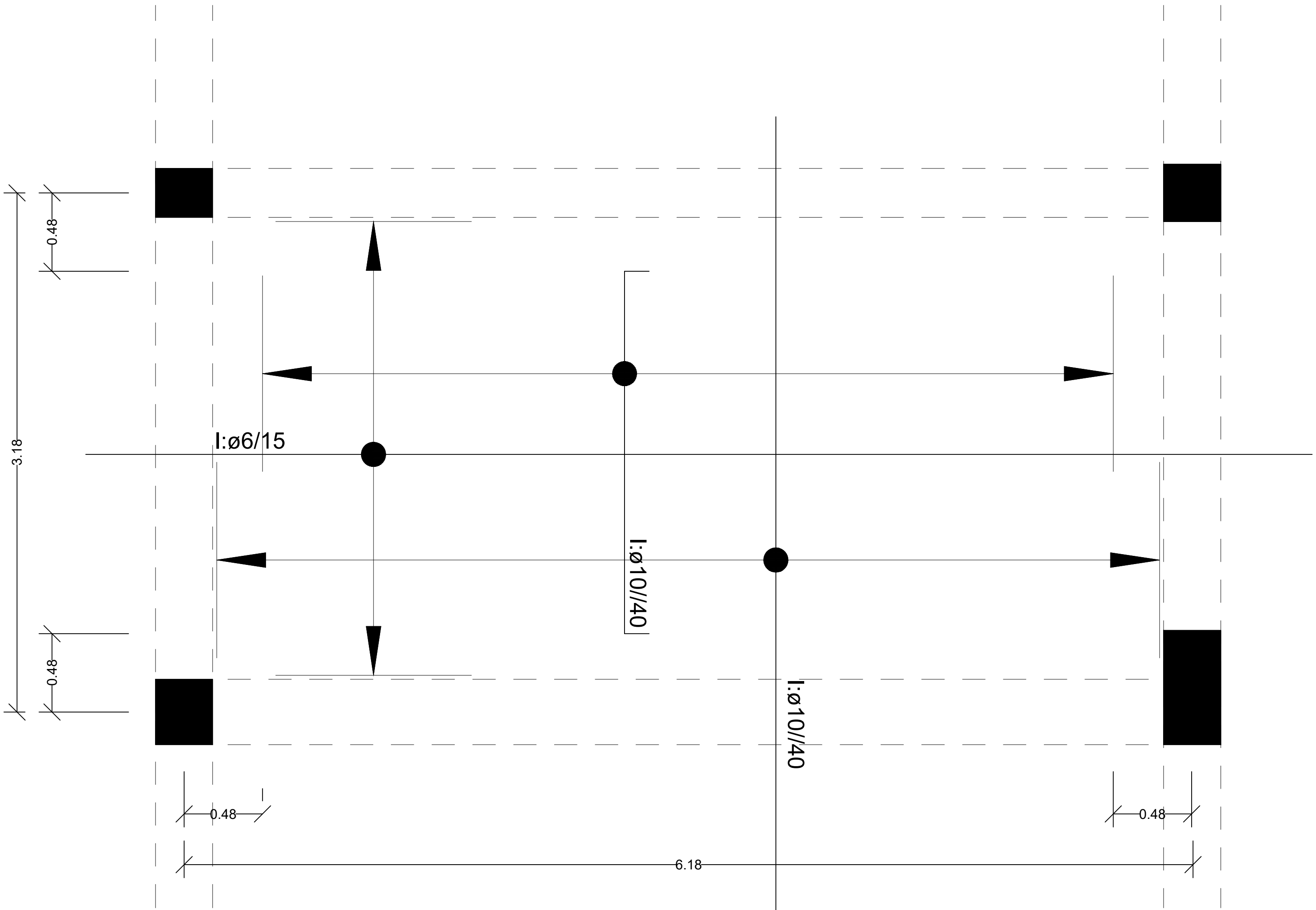
ARMADURA DA LAJE DE PAVIMENTO DA COTA 1120

Cotas em m e dimensões em cm

Armadura da Face Superior



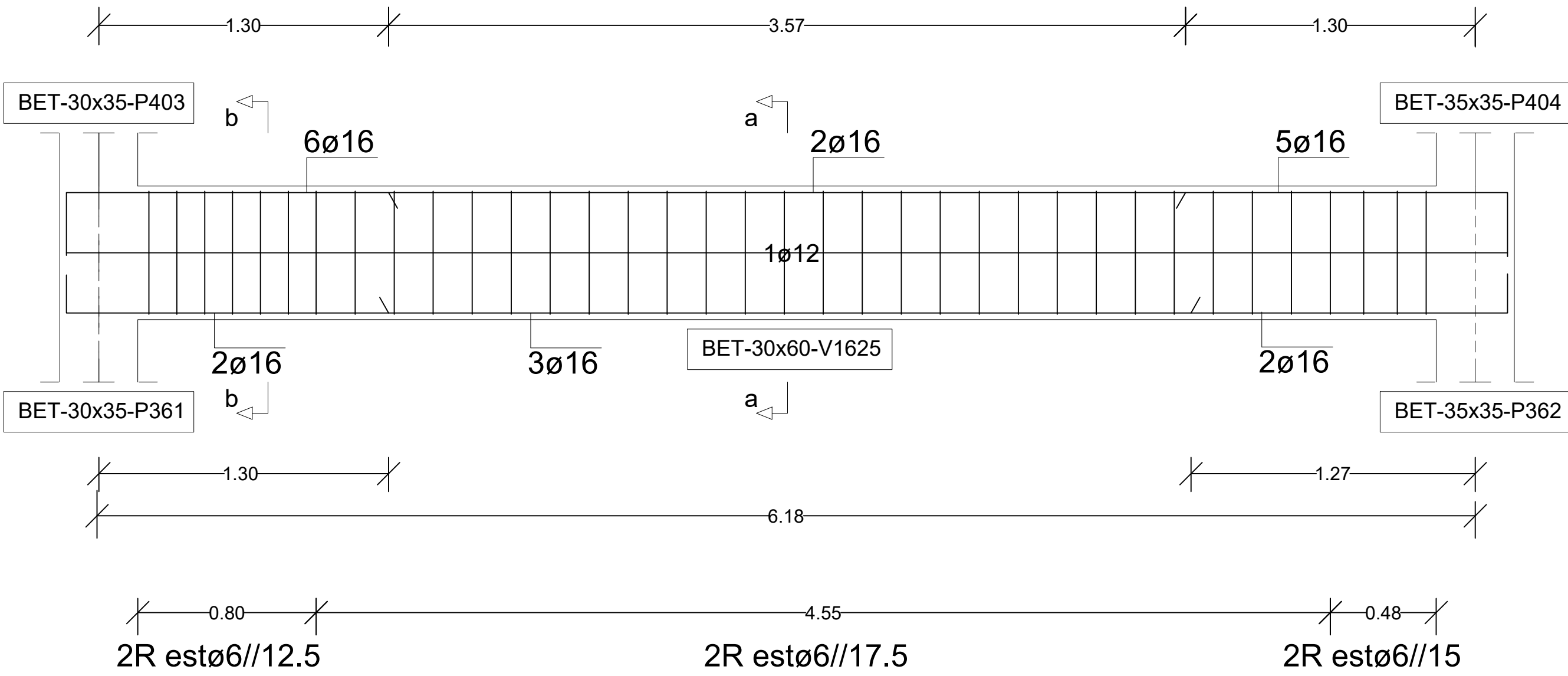
Armadura da Face Inferior



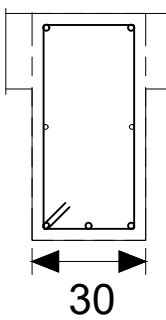
VIGAS DA COTA 1120

Cotas em m e dimensões em cm

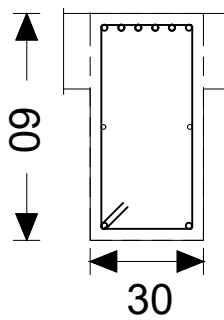
V1625



Corte a




Corte b



LEGENDA:

- SI - Sapata I
Lm - Laje maciça I
Pi - Pilar I
- em corte: ■
em plano: □
- Lfi - Lintel de fundação I
Vi - Viga e Viga de laje I
Pri - Parede resistente I
- em corte: ■
em plano: □
- Mci - Muro de cave I
em corte: ■
em plano: □
- Spr - Sapata da parede resistente
- Aço Armaduras Ordinárias: A400NR
-Betão (C25/30)
Fundação
Lintéis de fundação
Muros de cave e paredes resistentes
Pilares, viga e lajes
-Argamassas
Assentamentos de tijolo furado em plano
de alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
-Recobrimentos
Lajes: 2.5 cm
Muros de cave: 5.0 cm
Lintéis de fundação e sapatas: 5.0 cm
Paredes resistentes: 3.0 cm
Pilares e vigas: 3.0 cm

NOTA: A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever-se-á ter em conta os elementos arquitetónicos.

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Projeto de Estabilidade de um Edifício de Habitação	
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Escala 1/20
	Elaborado por: Tatiana Filipa Mendes Carvalho Setembro 2017	Descrição: Armadura da laje de pavimento da cota 1120 Viga 1625
		Desenho nº 54 Formato A1

PEÇAS DESENHADAS

Nº Desenho	Designação	Folha
1	Planta de Distribuição Cota -720	A3
2	Planta de Distribuição Cota -480	A3
3	Planta de Distribuição Cota -240	A3
4	Planta de Distribuição Cota 0	A3
5	Planta de Distribuição Cota 280	A3
6	Planta de Distribuição Cota 560	A3
7	Planta de Distribuição Cota 840	A3
8	Planta de Distribuição Cota 1120	A3
9	Planta de Distribuição Cota 1400	A3
10	Planta de Distribuição Cota 1680	A4
11	Sapatas, Sapata das Paredes Resistentes e Muro de Cave	A1
12	Lintéis de Fundação	A1
13	Lintéis de Fundação	A1
14	Lintéis de Fundação	A1
15	Pilares Cota -720	A3
16	Pilares Cota -480	A3
17	Pilares Cota -240	A3
18	Pilares Cota 0	A3
19	Pilares Cota 280	A3
20	Pilares Cota 560	A3
21	Pilares Cota 840	A3
22	Pilares Cota 1120	A3
23	Paredes Resistentes	A0
24	Paredes Resistentes	A0
25	Paredes Resistentes	A0
26	Vigas	A1
27	Vigas	A1
28	Vigas	A1
29	Vigas	A1
30	Vigas	A1
31	Vigas	A1
32	Vigas	A1
33	Armadura da Face Superior Cota -480	A3
34	Armadura da Face Inferior Cota -480	A3
35	Armadura da Face Superior Cota -240	A3
36	Armadura da Face Inferior e Armadura de Punçoamento Cota -240	A3
37	Armadura da Face Superior e Armadura da Face Inferior Cota -240/0 (inclinado)	A3
38	Armadura da Face Superior Cota 0	A3
39	Armadura da Face Inferior Cota 0	A3
40	Armadura da Face Superior Cota 280	A3
41	Armadura da Face Inferior Cota 280	A3
42	Armadura da Face Superior Cota 560	A3
43	Armadura da Face Inferior Cota 560	A3
44	Armadura da Face Superior Cota 840	A3
45	Armadura da Face Inferior e Armadura de Punçoamento Cota 840	A3
46	Armadura da Face Superior Cota 1120	A3
47	Armadura da Face Inferior e Armadura de Punçoamento Cota 1160	A3
48	Armadura da Face Superior Cota 1400	A3
49	Armadura da Face Inferior e Armadura de Punçoamento Cota 1400	A3
50	Armadura da Face Superior e Armadura da Face Inferior Cota 1680	A3
51	Pormenor da rampa e da escada	A1
52	Pormenor do lance de escada na zona dos estacionamento	A1
53	Pormenor do lance de escada na zona das habitações	A1
54	Armadura da laje de pavimento da cota 1120 e Viga 1625	A1

